F1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXXII (XXXVI)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1986

MUSZAKI INFORMÁCIÓS KÖNYVTÁR 1883

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

TOMUL XXXII (XXXVI)

Fasc. 1–4

L: 041646

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1986

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. **CAMELUȚA BELDIE** (președinte)
Prof. dr. ing. **ADRIAN RADU**
Prof. dr. ing. **M. GAFIȚANU**
Conf. dr. ing. **D. LIUȚE**
Prof. dr. doc. **D. MANGERON**
Prof. dr. ing. **GH. MAXIM**
Acad. prof. dr. doc. **CRISTOFOR SIMIONESCU**
Prof. dr. doc. **GH. CHIRIȚĂ**
Prof dr. doc. **VALERIU BLIDARU**

Această fascicolă a apărut și cu sprijinul material al Comitetului sindicatului și Consiliului U.A.S.C. al Institutului politehnic, Iași

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI V. CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Conf. dr. ing. **C. IONESCU**
Prof. dr. ing. **CHIRIL POPESCU**
Conf. dr. ing. **PAULICĂ RĂILEANU**
Conf. dr. ing. **FLORIN POTERAȘU**

REDACȚIA

Prof. dr. doc. **DUMITRU MANGERON**
(redactor responsabil)
Prof. dr. ing. **HUGO ROSMAN**
(secretar)
Conf. dr. ing. **FLORIN POTERAȘU**
(secretar adjunct de redacție)
ECATERINA IRIMIEA
(tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1—4, 1986

Secţia V

CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag.

V. F. POTERAŞU şi N. MIHALACHE, Proiectarea asistată de calculator a diafragmelor de oţel, în caz dinamic neliniar, cu metoda elementelor finite (engl., rez. rom.) 7
V. DASCĂLU şi L. STESCU, Cercetări şi realizări ale ICPROM în domeniul structurilor cu schelet de prefabricate R/C pentru zonele seismice (engl., rez. rom.) 15
D. PRECUPANU şi E. NEACŞU, Rigiditatea la rotire a barei încastrate la un capăt, simplu rezemată la celălalt, pretensionată la extremitatea încastrată (engl., rez. rom.) 19
M. PATRAŞ, V. HOBJILĂ, D. NOUR şi N. FLOREA, Contribuţii la studiul stării limită de rezistenţă în secţiunile înclinate ale elementelor precomprimate (franc., rez. rom.) 23
R. SARDINO şi C. LEPĂDATU, Criterii de apreciere a gradului de protecţie termică a clădirilor (germ., rez. rom.) 27
I. ARHIRE, Utilizarea calculatoarelor electronice la determinarea caracteristicilor geometrice ale secţiunilor plane cu contur poligonal (rom., rez. engl.) . 35
GH. NISTOR şi A. BRAIER, Studiul anticipat al preciziei nivelmentului geometric executat în scopul determinării deplasărilor şi deformaţiilor verticale ale construcţiilor cercetate (franc., rez. rom.) 43
M. RUJANU şi A. GORINCIOIU, Analiza unor factori compoziţionali care influenţează comportarea betonului la coroziune (franc., rez. rom.) 49
Z. VUKELIĆ (Iugoslavia), Debitul maxim prin sistemul de ape uzate ca funcţie a probabilităţii (engl., rez. rom.) 53
E. BÂRSAN, V. VÂSCU şi C. BÂRSAN, Determinarea pierderilor de sarcină la ţevile din PVC dur cu perete profilat (engl., rez. rom.) 59
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU şi M. O. BACH, Caracteristica echivalentă a unei reţele ramificate incluzînd şi staţii de repompare (franc., rez. rom.) 65
H. LEIBU, I. COJOCARU, F. STĂTESCU şi A. NICOLAU, Contribuţii la analiza unor scheme de amenajare pentru irigaţia localizată pe terenurile în pantă (engl., rez. rom.) 71
V. TOBOLCEA şi I. SÂRBU, Dimensionarea hidraulică a canalelor parabolice de formă generală cu ajutorul calculatoarelor electronice (franc., rez. rom.) 77
M. LUCA, I. BARTHA şi A. POPIA, Cu privire la pierderile de sarcină locală aferente conductelor de udare din sistemele de microirigare (engl., rez. rom.) 85
C. ANTOHI, I. GIURMA, M. PATRAŞ şi A. MITROI, Aparat pentru măsurarea nivelului apei cu avertizarea atingerii unor praguri critice (franc., rez. rom.) 91
V. PETRESCU, GH. POPESCU şi S. AXINTE, Influenţa îngrăşămintelor şi irigaţiei asupra însuşirii calitative ale recoltei la cartof (franc., rez. rom.) . 95
RECENZII 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1—4, 1986

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pag.

V. -F. POTERAŞU and N. MIHALACHE, Cad of Steel Walls in Dynamic Non-linear with FEM (English, Romanian summary) 7
V. DASCĂLU and L. STESCU, ICPROM'S Researches and Achievements in the Field of the Precast R/C Frame Structures for the Seismic Areas (English, Romanian summary) 15
D. PRECUPANU and E. NEACŞU, Bending Stiffness of a Propped Cantilever Prestressed at the Fixed Extremity (English, Romanian summary) 19
M. PATRAŞ, V. HOBJILĂ, D. NOUR et N. FLOREA, Contributions à l'étude de l'état limite de résistance dans les sections inclinées des éléments précontraints (French, Romanian summary) 23
R. SARDINO und C. LEPĂDATU, Bewertungskriterien des thermischen Schutzes der Gebäude (German, Romanian summary) 27
I. ARHIRE, The Use of Electronic Computers in the Determination of Geometrical Properties of Plane Polygonal Cross-Section (Romanian, English summary) 35
G. NISTOR et A. BRAIER, Étude anticipée de la précision du nivellement géométrique utilisée pour déterminer les déplacements et les déformations verticales des constructions (French, Romanian summary) 43
M. RUJANU et A. GORINCIOIU, L'analyse de quelques facteurs composants qui influencent sur le comportement du béton à la corrosion (French, Romanian summary) 49
Z. VUKELIĆ (Yugoslavia), Maximal Flow through the Sewage System as a Function of the Probability (English, Romanian summary) 53
E. BÂRSAN, V. VÂSCU and C. BÂRSAN, Head Loss Determination at Hard PVC Pipes with Corrugated Walls (English, Romanian summary) 59
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU et M. OURY BACH, Un modèle mathématique et un programme de calcul pour l'analyse du fonctionnement des réseaux ramifiés avec des stations de repompage (French, Romanian summary) 65
H. LEIBU, I. COJOCARU, F. STĂTESCU and A. NICOLAU, Contribution to the Analysis of Some Layouts for Slope Located Irrigation (English, Romanian summary) 71
V. TOBOLCEA et I. SÂRBU, La dimensionnement hydraulique des canaux paraboliques de forme générale à l'aide des calculateurs électroniques (French, Romanian summary) 77
M. LUCA, I. BARTHA and A. POPIA, About Local Friction Drops Afferent to Watering Pipes of Trikle Irrigation System (English, Romanian summary) 85
C. ANTOHI, I. GIURMA, M. PATRAŞ et A. MITROI, Appareil de mesure du niveau de l'eau à l'avertissment du contact des certains seuils critiques (French, Romanian summary) 91
V. PETRESCU, GH. POPESCU et S. AXINTE, L'influence des engrais et de l'irrigation sur quelques caractéristiques qualitatives de la récolte de pommes de terre (French, Romanian summary) 95
BOOK REVIEWS 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXXII (XXXVI), вып. 1—4 1986

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.Ф. ПОТЕРАШУ и Н. МИХАЛАКЕ, Проектирование, с помощью каькулятора, сталелитейных диафрагм в динамическом нелинейном случае методом конечных элементов (англ., рез. рум.) · 7

В. ДАСКЭЛУ и Л. СТЕСКУ, Исследования и осуществления ИЧПРОМ в области структур со сборным каркасом R/C для сейсмических зон (англ., рез. рум.) · 15

Д. ПРЕКУПАНУ и Е. НЕАКШУ, Жесткость при вращений вставленной-просто расположенной предварительно напряженной балки (англ., рез. рум.) · 19

М. ПАТРАШ, В. ХОБЖИЛЭ, Д. НОУР и Н. ФЛОРЯ, Вклад к решение сопротривляемостя предельного состояния в наклонные сечения изгибаемых предварительно напряженных элементов (франц., рез. рум.) · 23

Р. САРДИНО и К. ЛЕПЭДАТУ, Критерий определения состояния термической защиты зданий (нем., рез. рум.) · · · · · · · · · · · · 27

И. АРХИРЕ, Применение электронно-вычислительных машин (э. в. м.) для определения геометрических характеристик плоских сечений полигонального контура (рум., рез. англ.) · · · · · · · · · · · · 35

Г. НИСТОР и А. БРАЙЕР, Предварительное изучение точности геометрического нивелирования для определения вертикальных сдвигов и деформаций исследованых сооружений (франц., рез. рум.) · 43

М. РУЖАНУ и А. ГОРИНЧОЮ, Анализ композициоиых факторов которые влияют на поведению коррозий бетона (франц., рез. рум.) 49

Э. ВУКЕЛИЧ (Югославия), Максимальный дебит системой употребленных вод как функция вероятностей (англ., рез. рум.) · · · · · 53

Э. БЫРСАН, В. ВЫСКУ и К. БЫРСАН, Определение потерь напора в трубах из твердого поливинилхлорида с профилированными стенами (англ., рез. рум.) · 59

ШТ. ПОПЕСКУ, О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Д. ЛЕУ и М. ОУРИ БАХ, Эквивалентная характеристика разветвленой сети включая подчемные насосные станции (франц., рез. рум.) · · · · · · · · · · · · · · · · 65

Х. ЛЕЙБУ, И. КОЖОКАРУ, Ф. СТЭТЕСКУ и А. НИКОЛУ, Анализ некоторых схем устройства оросительных местных систем на склонах (англ., рез. рум.) · 71

В. ТОБОЛЧЯ и И. СЫРБУ, Гидравлический определение размеров параболических каналов общей формы с помощу электронных калкуляторов (франц., рез. рум.) · 77

М. ЛУКА, И. БАРТА и А. ПОПИА, Локальные потери нагрузки поливинильных труб из орошаемых копельных системах (англ., рез. рум.) 85

К. АНТОХИ, И. ДЖУРМА, М. ПАТРАШ и А. МИТРОЙ, Аппарат для измерения уровня воды с предупренсдением касания некоторых критических парогов (франц., рез. рум.) · · · · · · · · · · · · · · 91

В. ПЕТРЕСКУ, К. ПОПЕСКУ и С. АКСИНТЕ, Влияние удробрений и орошения на некоторые качественные свойства урожая картофеля (франц., рез. рум.)) · 95

РЕЦЕНЗИИ · 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.07

CAD OF STEEL WALLS IN DYNAMIC NONLINEAR WITH FEM

BY

VICTOR-FLORIN POTERAȘU and N. MIHALACHE

Dedicated to Prof. D. Mangeron, for his jubilee Year

1. Nonlinear Static Analysis

If we formulate the displacement model in terms of interpolation functions, our element displacements, strains and stresses are given in terms of Eqs. [2]:

$$\{u\}=[\Phi]\,[A^{-1}]\,\{q\}=[N]\,\{q\}, \tag{1}$$

$$\{\varepsilon\}=[B]\,\{q\}, \tag{2}$$

$$\{\sigma\}=[C]\,[B]\,\{q\}, \tag{3}$$

where $[C]$ is the matrix of material constants. Substituting Eqs. (1)...(3) into equation

$$\Pi=\frac{1}{2}\iiint_V(\{\varepsilon\}^T[C]\{\varepsilon\}-2\{u\}^T\{\bar{X}\}\mathrm{d}v-\iint_{\Gamma_1}\{u\}^T\{T\}\mathrm{d}\Gamma_1 \tag{4}$$

we can write the functional in terms of the displacement model

$$\Pi=\frac{1}{2}\iiint_V(\{q\}^T[B]^T[C][B]\{q\}-2\{q\}^T[N]^T\{\bar{X}\})\mathrm{d}v-\iint_{\Gamma_1}\{q\}^T[N]^T\{\bar{T}\}\mathrm{d}\Gamma_1, \tag{5}$$

where V is the volume of the element and Γ_1 is that portion of the element over which surface tractions are specified. Applying the variational principle

$$\delta\Pi=\delta u+\delta w_p=\delta u-\delta w=0), \tag{6}$$

we obtain

$$\{\delta q\}^T\left(\iiint_V([B]^T[C][B]\mathrm{d}v\{q\}-\iiint_V[N]^T\{\bar{X}\}\mathrm{d}v-\iint_{\Gamma_1}[N]^T\{\bar{T}\}\mathrm{d}\Gamma_1\right)=0. \tag{7}$$

The equilibrium equations for the element are

$$[k]\,\{q\}=\{P\}, \tag{8}$$

where the stiffness matrix and the nodal load vector are respectively defined as

$$(9)\quad [k]=\iiint_V [B]^T[C][B]\,dv, \qquad (10)\quad \{P\}=\iiint_V [N]^T\{\bar{X}\}\,dv+\iint_{\Gamma_1}[N]^T\{\bar{T}\}\,d\Gamma_1.$$

The stresses and strains may be expressed in terms of their nodal values by interpolation models :

$$(11)\qquad \{\varepsilon\}=[N_\varepsilon]\{\varepsilon_n\},\quad \{\sigma_n\}=[N_\sigma]\{\sigma_n\},$$

where the subscript n indicates a vector of nodal values. If the material properties are uniform for the element, the interpolation models $[N_\varepsilon]$ and $[N_\sigma]$ are identical. Furthermore, we may write the nodal displacements by evaluating the matrix $[B]$ of Eq. (2) at the appropriate nodes :

$$(12)\qquad \{\varepsilon_n\}=[B_n]\{q\}.$$

We relate the stresses at the nodes to the strains by a stress—strain matrix which has the appropriate nodal values of the material properties

$$(13)\qquad \{\sigma_n\}=[C_n]\{\varepsilon_n\}.$$

As a result of the above, we may formulate the strain energy of the element as follows

$$(14)\qquad \begin{aligned} u&=\frac{1}{2}\iiint_V \{\varepsilon\}^T\{\sigma\}\,dv=\frac{1}{2}\{\varepsilon_n\}^T\iiint_V [N_\varepsilon]^T[N_\sigma]\,dv\{\sigma_n\}=\\ &=\frac{1}{2}\{q\}^T[B_n]^T\iiint_V [N_\varepsilon]^T[N_\sigma]\,dv[C_n][B_n]\{q\}. \end{aligned}$$

In the displacement method of finite element analysis nonlinearities occur in two different forms. The first is a material of physical nonlinearity which results from nonlinear constitutive laws. The second is a geometrical nonlinearity, which derives from finite changes in the geometry of the deforming body. We will discuss specific version of the nonlinear analysis procedures that are used for the first category of nonlinear problems, material nonlinearity. In the first part of the paper we will consider only nonlinear elastic and elasto-plastic behaviour. In nonlinear elastic behaviour a common solution procedure is the incremental method using the tangent stiffness concept. The stiffness matrix for the nonlinear analysis is computed from the usual relationship, (s. Eq. (9)) :

$$(15)\qquad [k]=\iiint_V [B]^T[C(\sigma)][B]\,dv.$$

The matrix $[C(\sigma)]$ is now variable and may need updating at each step of the procedure. In the incremental method for elasto-plastic behaviour is essentially the procedure given in equations :

(16) $\{P_i\}=\{P_0\}+\sum_{j=1}^{i}\{\Delta P_j\}$. (17) $\{q_{ij}\}=\{q_0\}+\sum_{j=1}^{i}\{\Delta q_j\}$,

where

(18) $$\{P\}=\{P_0\}+\sum_{j=1}^{M}\{\Delta P_j\}.$$

To compute the increment of displacements, we use a fixed value of the stiffness, which is evaluated at the end of the previous increment :

(19) $$[k_{i-1}]\{\Delta q_i\}=\{\Delta P_i\}, \qquad (i=1, 2, 3,...,M),$$

where

(20) $$[k_{i-1}]=k_{i-1}(\{q_{i-1}\}, \{P_{i-1}\})].$$

In applying the incremental procedure, the elastic—plastic constitutive law, equation

(21) $$\{d\sigma\}=[C_{ep}]\{d\varepsilon\},$$

which

(22) $$[C_{ep}]=[C_e]-[C_p],$$

can be expressed in terms of finite increments as

(23) $$\{\Delta\sigma\}=[C_{ep}]\{\Delta\varepsilon\}.$$

The matrix $[C_{ep}]$ is updated for each increment of load by modifying its components $[C_e]$ and $[C_p]$. To obtain the elastic—plastic matrix $[C_{ep}]$ we need to compute $[C_p]$, which in turn requires computations of the plastic strain increments $\{d\varepsilon_p\}$. In many finite element applications, $\{d\varepsilon_p\}$ is evaluated on the basis of the von M i s e s criterion [1], [5]...[7]. Von M i s e s suggested that yielding occurs when J_2' reaches a critical value, or

(24) $$\sqrt{J_2'}=K(k),$$

in which k is a material parameter to be determined. The second deviatoric stress invariant, J_2', can be explicitly written as [5], [7]:

(25) $$J_2'=\frac{1}{2}\sigma_{ij}'\sigma_{ij}'=\frac{1}{6}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]=\frac{1}{2}(\sigma_x'^2+\sigma_y'^2+\sigma_z'^2)+$$
$$+\tau_{xy}^2+\tau_{yz}^2+\tau_{xz}^2.$$

Yield criterion (24) may be written as

$$\bar{\sigma}=\sqrt{3}(J_2')^{1/2}=\sqrt{3}K,$$

where

(26) $$\bar{\sigma}=\sqrt{\frac{3}{2}\{\sigma_{ij}'\sigma_{ij}'\}^{1/2}}$$

and $\bar{\sigma}$ is termed the equivalent stress. The progressive development of the yield surface can be defined by relating the yield stress K to the plastic defor-

mation by means of the hardening parameter k. This can be done by means of work hardening that can be postulated to be a function of the total plastic work, W_p, only

$$K=W_p=\int \sigma_{ij}(\mathrm{d}\varepsilon_{ij})_p, \tag{27}$$

in which $(\mathrm{d}\varepsilon_{ij})_p$ are the plastic components of strain occuring a strain increment. Alternatively K can be related to a measure of the total plastic deformation termed the effective, generalised or equivalent plastic strain which is defined incementally as

$$\mathrm{d}\bar{\varepsilon}_p=\sqrt{\frac{2}{3}}\{(\mathrm{d}\varepsilon_{ij})_p(\mathrm{d}\varepsilon_{ij})_p\}^{1/2}. \tag{28}$$

Stress states for which $F=K$ represent plastic states, while elastic behaviour is characterised by $F<K$. Consider the uniaxial testing of an elasto—plastic material which produces the stress—strain curve. The hardening law $K=K(k)$ could just as easily be expressed in terms of the effective stress, $\bar{\sigma}$ to give for the strain hardening hypothesis $K=\bar{\varepsilon}_p$:

$$\bar{\sigma}=H(\varepsilon_p) \quad \text{or} \quad \frac{\mathrm{d}\sigma}{\mathrm{d}\varepsilon_p}=H'(\bar{\varepsilon}_p), \tag{29}$$

where

$$H'=\frac{E_T}{1-E_T/E}. \tag{30}$$

The symmetric plastic matrix $[C_p]$ is given by [1], [2]. Once $[C_{ep}]$ is obtained the element stiffness can be computed by writing Eq. (9) as

$$[k]=\iiint_V [B]^T[C_{ep}][B]\mathrm{d}v. \tag{31}$$

If the stiffness matrix of one element is know by the assembling we obtain the global matrix of the structure by (6), (7) and we can solved the elasto-plastic problems.

2. Dynamic Analysis

In dynamic problems the displacements, velocities, strains, stresses and loadings are all time dependent. When interpolation displacement models are used we may introduce Eqs. (1)...(3) into Eq. [2], [9] ;

$$L=\frac{1}{2}\iiint_V (\rho\{\dot{u}\}^T\{\dot{u}\}-\{\varepsilon\}^T[C]\{\varepsilon\}+2\{u\}^T\{\bar{X}\})\mathrm{d}v+\iint_{\Gamma_1}\{u\}^T\{T_i\}\mathrm{d}\Gamma_1 \tag{32}$$

to obtain [3], [5]

$$L=\frac{1}{2}\iiint_V (\{q\}^T[B]^T[C][B]\{q\}-\rho\{\dot{q}\}^T[N]^T[N]\{\dot{q}\}- \\ -2\{q\}^T[N]^T\{\bar{X}\}\mathrm{d}v-\iint_{\Gamma_1}\{q\}^T[N]^T\{\bar{T}\}\mathrm{d}\Gamma_1. \tag{33}$$

The statement of H a m i l t o n's principle is as follows

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} L \, dt = 0 \tag{34}$$

and applying the variational principle to equation (34) we obtain

$$\int_{t_1}^{t_2} (\{\delta q\}^T \left(\iiint_V [B]^T [C][B] dv\{q\} - \{\delta \dot{q}\}^T \iiint_V \rho [N]^T [N] dv\{\dot{q}\} - \right. \tag{35}$$
$$\left. - \{\delta q\}^T \iiint_V [N]^T \{\bar{X}\} dv - \{\delta q\}^T \iint_{\Gamma_1} [N]^T \{T\} d\Gamma_1 \right) dt = 0.$$

Integration of the second term by parts with respect to time gives

$$\int_{t_1}^{t_2} \{\delta \dot{q}\}^T \iiint_V \rho [N]^T [N] dv\{\dot{q}\} dt = \left[\{\delta q\}^T \iiint_V \rho [N]^T [N] dv\{q\} \right]_{t_1}^{t_2} - \tag{36}$$
$$- \int_{t_1}^{t_2} \{\delta q\}^T \iiint_V \rho [N]^T [N] dv\{\ddot{q}\} dt.$$

According to H a m i l t o n's principle, the tentative displacement configuration must satisfy given conditions as times t_1 and t_2. Hence $\{\delta q(t_1)\} = \{\delta q(t_2)\} = \{0\}$ so the first term on the right-hand side of Eq. (36) vanishes. Substituting the remaining term into Eq. (35) we find

$$\int_{t_1}^{t_2} \{\delta q\}^T \left(\iiint_V \rho [N]^T [N] dv\{\ddot{q}\} + \iiint_V [B]^T [C][B] dv\{q\} - \right. \tag{37}$$
$$\left. - \iiint_V [N]^T \{\bar{X}\} dv - \iint_{\Gamma_1} [N]^T \{\bar{T}\} d\Gamma_1 \right) dt = 0.$$

Since the variations of the nodal displacements are arbitrary, the expression in parantheses must vanish. Therefore we obtain the equations of motion for the element [3]

$$[M]\{\ddot{q}\} + [k]\{q\} = \{P\}. \tag{38}$$

Hence the dynamic equilibrium relation for the element, Eq. (38) and equation

$$[M] = \iiint_V \rho [N]^T [N] dv, \quad [M] = [A^{-1}][M_\alpha][A^{-1}], \tag{39}$$

where

$$[M_\alpha]=\iiint_V \rho[\Phi]^T[\Phi]dv \tag{40}$$

are termed consistent because the same displacement functions are used to formulate the stiffness and mass matrices.

3. Numerical Example

We give a static and dynamic analysis for a steel wall with holes by FEM using a computer program for nonlinear problems with isoparametric quadrilateral finite elements. The discretization and the dimensions of the steel wall are given in Fig. 1.

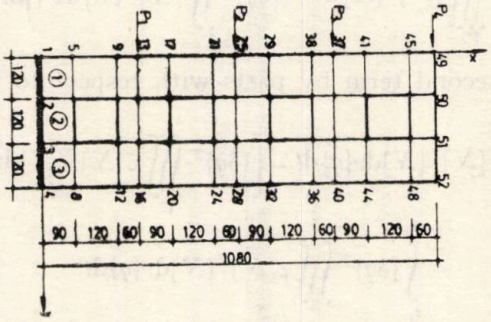


Fig. 1. — Discretization by FEM.

By using the quadrilateral finite elements with two degrees of freedom by knot and the side ratio between 1 and 2 we obtain a good accuracy of the results. The streess tensor and the displacements vector was been obtain in the 52 knots of the discretization. The material of the wall is the steel with the characteristics : $E = 2.1 \times 10^6$ daN/cm², $G = 810\,000$ daN/cm², $\nu = 0.3$. The external forces P_i are given in Fig. 2. To allow an elasto-plastic study the forces are distributed between 120 KN and 440 KN. The stresses state was analyzed in the clamped section (points *1*, *2*, *3*, *4*) and the hole level section (+ 270 cm). Because the steel wall has the middle-sized holes, the ratio between the whole stiffness section and the stiffness section with hole is 1.04 it results that the wall is stiff.

In addition, because the ratio between the height H and the width L is 3 the appearance of the plastic regions is determined by the normal stresses (σ_x). The normal stress variation (σ_x) in the clamped section is presented in Fig. 3.

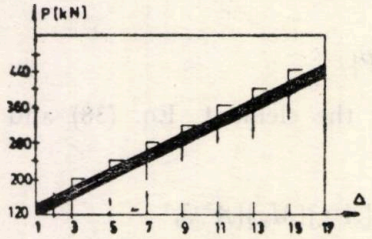


Fig. 2. — History loading.

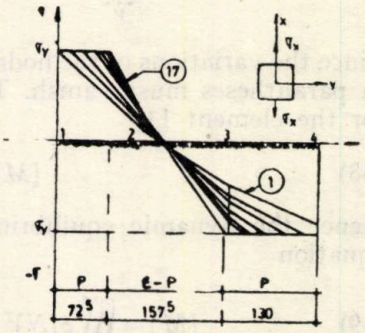


Fig. 3. — Stresses variation in the clamped area, between the steps 1 and 17.

It results that in the 3rd loading step the normal stress reach the yield limit and the material has an elasto-plastic behaviour. The load for which the maximum normal stress (σ_{max}) ie equally with the yield limit (σ_y) is the elastic limit load (P_e). In this case the concentrate forces from knots varying between 160 and 164 KN. With the growth of the forces for another loading steps the plastic area also growth. Thus in 17th step the plastic zone in stretching area is 72.5 cm and in compressed area is 130 cm. Elastic kernel has 157.5 cm. If the forces growth, finally, the whole section is in the plastic domain and it results the yielding force of the structure, $P = 464$ KN. From Fig. 3 it results the stress variation according to a characteristic curve of the material of P r a n d t l type. At the level + 270 cm the normal stress variation (σ_x) is shown in Fig. 4.

The normal stresses (σ_x) reach the yielding limit in 13th step and the plastic area is extended with the increasing of the forces. In the Fig. 5 is presented the displacements variat-

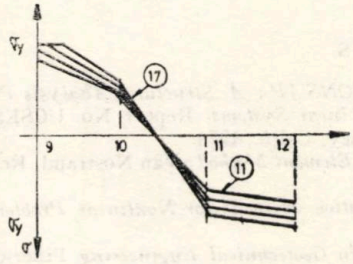


Fig. 4. — Stress variation σ_x in *9...12* section.

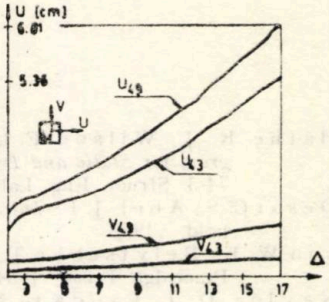


Fig. 5. — Displacements in the points *49*, *43*.

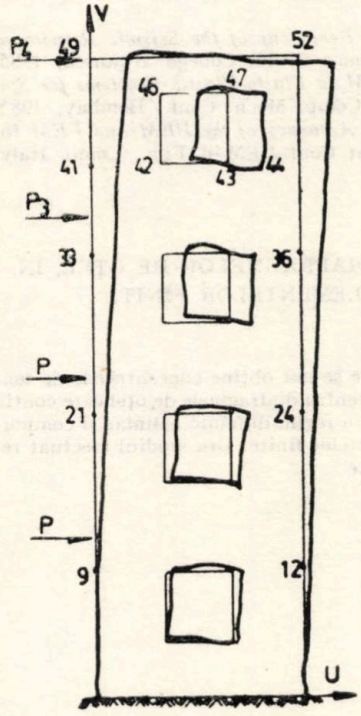


Fig. 6. — Deformation of the steel wall.

ion towards the two directions in the points *49* and *43*. It results a non-linear variations of the displacements with the linear increasing of the forces. In the 17th loading step the maximum horizontal displacement is 6.81 cm and the vertical displacement, 1.33 cm. With the knots displacements in the 17th loading step was traced the deformed shape of the structure (Fig. 6). Between the points *42* and *38* the stress concentration factor is 1.36. Because the great displacements in the higher area in the corner of the holes the stresses are greatest values that in the field.

The stress concentration was been also studied by means of photoelastimetrics method with the optic active materials. A dynamic analysis in elastoplastic domain with NONSAP computer program with FEM was accomplished. It results the first three vibration modes, the period of oscillations and the eigen frequencies (Fig. 7).

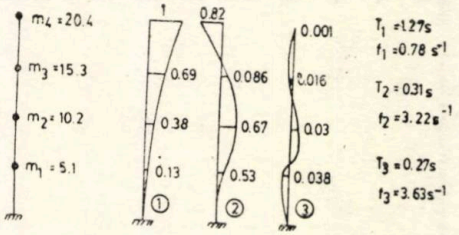


Fig. 7. — The dynamic behaviour of the wall.

4. Conclusions

The FEM calculus shows the bearing capacity of the steel wall with holes. The first plastic area was been appeared in clamped section, the energy accumulate spended here. The bearing capacity reserve between the elastic limit and the yielding limit is 33% and with respect to the collapse 374%.

Received, May 6, 1986

Polytechnic Institut, Jassy,
Department of Mechanics
and
Department of
Structural Mechanics

REFERENCES

1. Bathe K. J., Wilson E. L., Iding R. H., *NONSAP : A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems.* Report No. UCSESM 74-3. Struct. Eng. Lab. Univ. Calif. Berkeley, Calif., 1974.
2. Desai C. S., Abel, J. F., *Introduction to the Finite Element Method.* Van Nostrand, Reinhold, 1972.
3. Liu W. K., Belytschko T., Park K. C., *Inovative Methods for Nonlinear Problems.* Pineridge Press, 1984
4. Naylor D. J., Panda G. N., *Finite Elements in Geotechnical Engineering.* Pineridge Press, 1981.
5. Owen D. R. J., Hinton E., *Finite Elements in Plasticity : Theory and Practice.* Pineridge Press, 1980.
6. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Elasto-Plastic Behaviour of the Seismic Reinforced Concrete Walls by FEM.* NUMETA Conference, Univ. College, Swansea, 1985.
7. Poteraşu V. F., Mihalache N., *FEM and BEM in Elasto-Plastic Problems for Soil Structure Interaction.* Finite Elements in Comp. Mech. Conf., Bombay, 1985.
8. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Efficiency and Accuracy of the BEM and FEM* for *Stress Concentration in Elastic Domain.* 7-th Int. Conf. BEM in Eng., Como, Italy, 1985.

PROIECTAREA ASISTATĂ DE CALCULATOR A DIAFRAGMELOR DE OŢEL, ÎN CAZ DINAMIC NELINIAR, CU METODA ELEMENTELOR FINITE

(Rezumat)

Cu ajutorul programelor de calcul cu elemente finite se pot obţine concentrările de tensiuni în regim static şi dinamic, liniar şi neliniar. Se obţin, pentru diafragmele de oţel care conţin goluri şi multe puncte singulare, concentrările de tensiuni în regim dinamic neliniar şi comportarea de ansamblu a acestora, cu ajutorul metodei elementelor finite. Din studiul efectuat rezultă apariţia fisurilor, evoluţia lor şi articulaţiile plastice.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.01

ICPROM'S RESEARCHES AND ACHIEVEMENTS IN THE FIELD OF THE PRECAST R/C FRAME STRUCTURES FOR THE SEISMIC AREAS

BY

V. DASCĂLU and LIVIU STESCU

1. Introduction

As a residential areas planner, the Institute of Research and Design of Jassy (ICPROM) is the author of some important units placed in various localities, to which modern conception and principles in planning, architectural and engineering design have been applied.

Systematic researches in the field of residential building have permitted the creation of new technologies and constructive systems : frames with lamella columns (termed here „CL") in monolith, monolith precasting and precasting system, frames with precast space joints (termed „CANSPA" system), frames with a central core, cellular walls, etc. In this context, the industrialization of residential building has constituted an objective of major importance, industrialization being the way which ensures the increase of economic efficiency, through the increase of work productivity, the reduction of the execution time and of the financial and material expenses.

A multicriterial analysis of the buildings systems and of the technologies adopted to residential building have shown that the R/C frame structures meet the highest architectural and aesthetical requirements, and improve functionality. Nevertheless, residential buildings of R/C frame structures have a relatively reduced proportion until now. This is due to the fact that the constructive systems and the building technologies of R/C frame structures do not ensure the requirements of mass production. Technological defficiencies diminish in mass constructions the constructive and structural qualities and explain the lack of competitivity of R/C frame structures.

The paper presents two constructive systems conceived by ICPROM, which ensure the integral prefabrication of R/C frame structures. These systems are characterized and differenciated from the „classical" precasting systems by these structural elements — plane or space elements — resulted from the way in which fragmentation — recomposition problem is solved.

These constructive systems represent an important step in optimal solving the essential problem of interaction between the structural conception and the technological conception fabrication and errection.

2. Structures of Plane Elements. The „CLIP" System

2.1. Conception of the Structural Assemble and Structural Elements

The „CLIP" system has resulted from structures with lamella columns, „CL" structures, in monolith and mixt systems.

As a consequence of the fragmentation of these structures through vertical cuttings made on the columns and horizontal cuttings at the level of the floors, portal frames with rectangular columns and beams have resulted.

By them arrangement in two orthogonal directions in a plane and vertically superposing a large variety of structures with respect to spans and/or number of stories can be obtained.

The recomposition of the structural assemble is achieved by rigid connections made with loops and cast *in situ* concrete column and beams; of the portal frame have been provided with cells (alveolus).

The joints can be designed in different ways, according to the geometrical characteristics of structures and to the characteristics of the site : soil foundation, seismical intensity, that is, the nature and amount of design forces.

According to this conception, the „CL" structures have reached a maximal degree of industrialization.

2.2. Theoretical Studies and Experimental Researches

The „CLIP" system theoretically and experimentally [8] has been established. The tests on reduced scale models (Fig. 1) and on an experimental residential building was carried out.

The experimental researches made on different precasting R/C frame structures have shown that, in general, the connections do not ensure the perfect end fixing in joints. In this case, between the theoretical node and the end of the bars there appear relative displacements and rotation which influence the state of efforts and deformations.

One of the aims of the theoretical researches made on the „CLIP" system was to detect this phenomenon in the static and dynamic analysis of the structures. In order to model the imperfect connections of the columns at the level of the floors in the static and dynamic analysis of structures some reductions of the columns stiffness and of the stories stiffness have been considered.

In the dynamic analysis the structures have been modeled as elastic systems with translation degree of freedom. The time history response is obtained by the integration of the equation :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=-[M]\{1\}\{\ddot{u}_g(t)\},$$

in the following hypotheses : a) lumped masses $[M]$ are concentrated on the level of the floors ; b) dumping matrix $[C]$ is obtained for 5 per cent of critical dumping ; c) rigidity matrix $[K]$ is in agreement with two types of connections — perfect and imperfect connections.

In Fig. 2 there are shown the responses of the structures with perfect (*a*) and imperfect connections (*b*), obtained for record of the NS components of the 1977 Romania earthquake. It has been shown that a 15

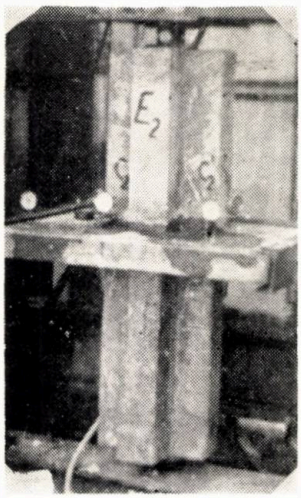


Fig. 1. — „CLIP" System ; experimental Tests.

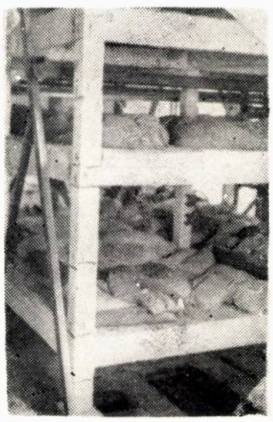


Fig. 3. — „CANSPA" System ; experimental Tests.

per cent reduction of the story stiffness has as a consequence a 13 per cent increase of displacements, without exceed the values allowded by code.

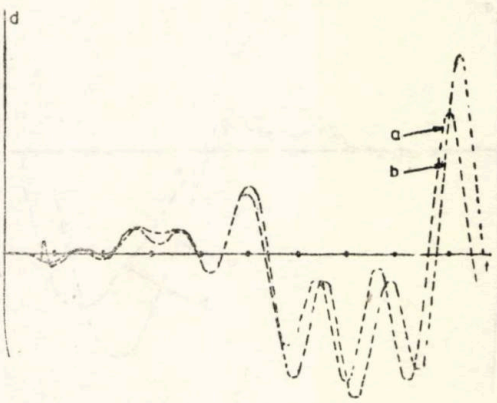


Fig. 2. — „CLIP" system; time-history top displacement: *a* — structure with perfect connections; *b* — structure with imperfect connections.

3. Structures of Spatial Elements. The „CANSPA" System

3.1. Conception of the Structural Assembly and Structural Elements

Analyzing the precasting R/C frame structure systems, it is remarked that, in general, the essential requirement of making connections in areas of reduced efforts is not met. The meaning connections in the joint areas, where efforts produced by vertical and horizontal static and dynamic loads are maximal, is especially difficult in design and execution and it has a negative effect on the structure performance.

In the „CANSPA" system the fragmentation of the structures has been achieved by cuts in areas of minimal efforts, on columns and beams, obtaining thus two structural elements : space joints and beams.

In order to recompose the structures rigid connections, both on columns and beams, have been proposed [7].

In our system rigid connections on beams and hinged connections on columns have been adopted. According to this conception, the „CANSPA" system used at various cultural and social buildings and with at experimental residential building ensure the simplification of the erection and thus increases work productivity, the reduction of the execution time and of the resources consumption.

3.2. Theoretical Studies and Experimental Researches

The conception of the „CANSPA" system from the structural viewpoint has been theoretically and experimentally checked on reduced scale models (Fig. 3) and on natural scale. Some results have been shown in [2]...[4].

This paper shown some new aspects which have been studied in order to better understanding the specific characteristics of the system of hinged connections on columns. Thus, in the dynamic analysis of the „CANSPA" structures, the columns connection have been modeled as frictions ones. In this case, the response of the structure are giving by following equation :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+\{F(t)\}=-[M]\{1\}\{\ddot{u}_g(t)\},$$

in which the elastic force $F(t)$ has been limited to the values of the friction force, respectively :

$$F^k(t) \leqslant F_f^k = f N^k,$$

where N is the axial force at the k-th level of the structure.

In Fig. 4 there is shown the response of the structure with continuous columns (*a*) and the response of the structure with friction con-

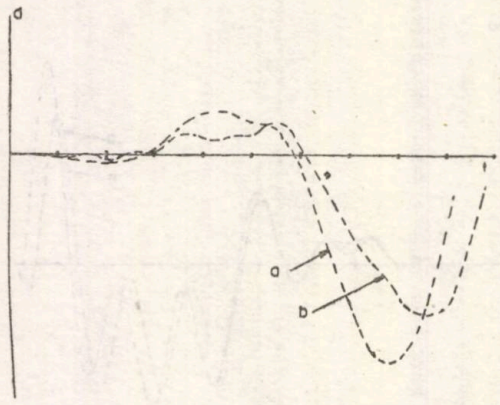


Fig. 4. — „CANSPA" system time-history displacement: *a* — structure with continuous columns; *b* — structure with frictions connections on the columns.

ment. The „CLIP" and the „CANSPA" and technological requirements.

nection on the columns (*b*), for record of the NS component of 1977 Romania earthquake. It is noticed that the achievement of some mechanical connections with friction ensure the dissipation of the energy induced by the earthquake, which is the main aim in conceivening and designing of earthquake resistant structures.

4. Conclusions

The introduction of new R/C frame systems and technologies are required by the necessity of improving the quality of residential buildings. The above mentioned systems meet this requirements also ensure the structural

Received May 24, 1986

Institue of Research and Design ICPROM, Jassy,

REFERENCES

1. Aur V., a. o. *Cercetări şi realizări ale ICPROM, Ivşi, în domeniul clădirilor de locuit cu structura din cadre de beton armat.* Rev. Construcţii. *11*, 11–19 (1982).
2. Dascălu V., Stescu L., Negoiţă Al. Diaconu D., *Precast R/C Frames with Connections out of Joints. Frames with Spatial Joints.* Coll. Beam–Column Connections. Jassy, Romania, 1981.
3. Diaconu D., Vasilescu D., Palamaru Gh., Mariniuc Gr. *Comportarea la acţiuni seismice a unui model experimental de structuri din cadre lamelare cu P + 9E.* Rev. Construcţii, 1, 3–13 (1980).
4. Neogiţă Al., Dascălu V., Stescu L., *The Aseismic Philosophy and the Experimentation of Precast Frames with Space Joints.* 8-th ECEE, Portugal, Lisboa Sept. 1986.
5. * * * *Precast Concrete Connections Details, Structural Design Manual,.* Stupre-Netherlands Beton-Verlag, 1978.
6. Stescu L., *Structuri din cadre cu noduri spaţiale CANSPA. Aspecte privind concepţia îmbinărilor.* Rev. Construcţii, *11*, 35–41 (1981).
7. * * * *Structura din beton armat etajată integral prefabricată din elemente cruciforme spaţiale* MCI–INCERC, Bucureşti, 1982.
8 * * * *Structuri din cadre lamelare integral prefabricate tip portal (CLIP)* ICCPDC, Branch Jassy, Contract *738* (1983).

CERCETĂRI ŞI REALIZĂRI ALE ICPROM ÎN DOMENIUL STRUCTURILOR PREFABRICATE DIN CADRE DE BETON ARMAT PENTRU ZONELE SEISMICE

(Rezumat)

Se prezintă unele rezultate ale cercetărilor experimentale şi teoretice ce au fost întreprinse pentru a dezvolta structurile prefabricate din cadre de beton armat pentru zonele seismice concretizate în realizarea sistemelor „CLIP" şi „CANSPA"

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1936
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 531 2 ; 539.4

BENDING STIFFNESS OF A PROPPED CANTILEVER PRESTRESSED AT THE FIXED EXTREMITY

BY

DAN PRECUPANU and ELENA NEACŞU

Let us consider a propped cantilever, with a tie rod placed on the upper face of the fixed extremity (Fig. 1 *a*). The tie-rod is rectilineal and parallel to the beam axis.

The prestressing force being an external action which is acting on the beam, in determining of the stiffness, her initial value will be considered zero.

Applying a unit rotation at the fixed extremity we shall note (Fig. 1 *b*) : X_1 — bending moment at the end of the beam ; X_2 — tie-rod effort.

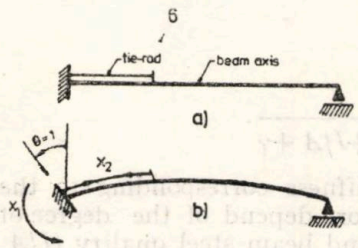


Fig. 1

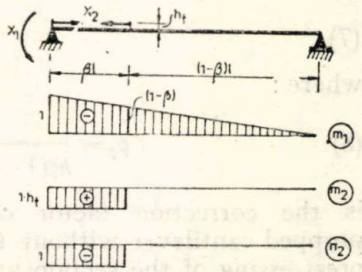


Fig. 2

In determining of the unknowns X_1 we write the compatibility conditions of the displacements (Fig. 2):

$$\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2=1 \quad \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2=-\frac{X_2\beta l}{E_tA_t}, \tag{1}$$

where E_tA_t is the axial stiffness of the tie-rod section and the coefficients δ_{ij} have the following expressions : :

$$\begin{cases} \delta_{11}=\int\frac{m_1^2}{EI}\,dx=\frac{l}{3EI}, \\ \delta_{12}=\int\frac{m_1m_2}{EI}\,dx=-\frac{2-\beta}{2EI}\beta lh_t, \\ \delta_{22}=\int\frac{m_2^2}{EI}\,dx+\int\frac{n_2^2}{EA}\,dx=\frac{\beta lh_t^2}{EI}+\frac{\beta l}{EA}. \end{cases} \tag{2}$$

Introducing the notations:

$$\frac{EI}{E_t A_t}=\alpha, \quad \frac{EI}{E_t A_{te}}=\gamma \tag{3}$$

and replacing the expressions (2) into the equations (1) we obtain:

$$\frac{l}{3}X_1-\frac{2-\beta}{2}\beta l h_t X_2=EI, \quad -\frac{2-\beta}{2}h_t X_1+\left(h_t^2+\frac{I}{A}+\gamma\right)X_2=0$$

from which it results:

$$X_1=\frac{3EI}{l}\cdot\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-3\beta+3\beta^2-0{,}75\beta^3)+I/A+\gamma}, \tag{4}$$

$$X_2=\frac{3EI}{l}\cdot\frac{\frac{2-\beta}{2}h_t}{h_t^2(1-3\beta+3\beta^2-0{,}75\beta^3)+I/A+\gamma}. \tag{5}$$

Bending stiffnes of the end of the beam is the moment X_1

$$K_p=X_1. \tag{6}$$

The relation (6) may be written in the form

$$K_p=K\rho_p, \tag{7}$$

where:

$$\rho_p=\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-3\beta+3\beta^2-0{,}75\beta^3)+I/A+\gamma} \tag{8}$$

is the correction factor of the bending stiffness corresponding to the propped cantilever without tie-rod. This factor depend of the degree of prestressing of the section and of the tie-rod and beam steel quality (I/A, γ), of the position of the tie-rod (h_t) and of the law of distribution of the external loading (β).

For the evaluation of this factor it is necessary to know the cross-section form and further are determined the factor ρ_p for two types of I sections (Fig. 3), which differs by web thickness coefficient, namely;

type I with $\frac{h}{t}=100$;

type II with $\frac{h}{t}=150$.

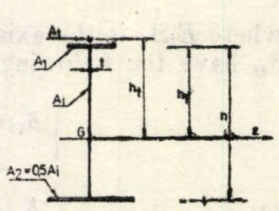


Fig. 3

The other factors which appear in the relation (8), will be taken the same for the two cross-sections, considering: a) the tie-rod placed on the upper face of the beam ($h_t=h_1$); b) $E_t=E$, $R_t=15\,750$ daN/cm², $\alpha=7{,}5$; c) the degree of prestressing (A_{te}/A_{1e}) equal

with 0,5 ; 0.6 ; 0.8 ; 1.00 ; d) the beam loaded with a point load at its mid-span (the coefficients β being determined in [1]).

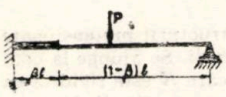


Table 1

$\alpha = 7{,}5$

		$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	β	A_t t^2	A_2 t^2	A_1 t^2	A_{te} t^2	h_t t	$\frac{I}{A}$ t^2	γ t^2	ρ_p
Profile I (h/t = 100)	Echiv. section	0	—	100	50	50	0	50.00	1 666		1.00
	Prestressed section	0.50	0.0887	100	50	25	25	57.14	1 496	78 570	1.0094
		0.60	0.1086	100	50	20	30	58.82	1 442	61 274	1.0155
		0.80	0.1540	100	50	10	40	62.50	1 302	39 062	1.036
		1.00	0.2150	100	50	0	50	66.66	1 111	25 000	1.0807
Profile II (h/t = 150)	Echiv. section	0	—	150	75	75	0	75.00	3 750		1.00
	Prestressed section	0.50	0.0887	150	75	37.5	37.5	85.71	3 367	176 785	1.0094
		0.60	0.1086	150	75	30	45	88.23	3 244	137 867	1.0155
		0.80	0.1540	150	75	15	60	93.75	2 930	87 890	1.036
		1.00	0.2150	150	75	0	75	100.00	2 500	56 250	1.0807

The last column of Table 1 conclude that the factor ρ_p do not depend upon the type of the section, which permit his determination for different degree of prestressing depending only by the equivalence coefficient and the law of distribution of external force (the tie-rod being placed on the upper face of the beam). The stiffness of the prestressed beam is with 1...8% greater than the stiffnes of the unprestressed beam, the growth being more important for degrees of prestressing greater (the maximum value of 8% is obtained when the tie-rod replaces entirely the tensioned flange of the beam).

Received, February 28, 1985

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Precupanu, D., *Dimensionnement des poutres métalliques hyperstatiques à une seule travée, précontraintes par des tirants à haute résistance.* Ann. de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Trav. Publ., *429* (1984).

RIGIDITATEA LA ROTIRE A BAREI ÎNCASTRATE LA UN CAPĂT, SIMPLU REZEMATĂ LA CELĂLALT, PRETENSIONATĂ LA EXTREMITATEA ÎNCASTRATĂ

(Rezumat)

Se prezintă relaţiile de calcul ale rigidităţii la rotire a barei şi structurii pretensionate (bară + tirant), tirantul fiind rectiliniu, dispus pe faţa superioară a grinzii. Se ajunge la concluzia că rigiditatea barei pretensionate poate fi scrisă sub forma (8), în care K este rigiditatea barei nepretensionate iar ρ_p un factor de corecţie care nu depinde de forma secţiunii. Valorile sale pot fi întabulate în funcţie numai de coeficientul de echivalenţă şi modul de distribuţie al forţei exterioare (tirantul fiind aşezat pe faţa oglinzii). Rigiditatea barei pretensionate este cu 1...8% mai mare decît rigiditatea barei nepretensionate, sporul de rigiditate fiind cu atît mai important cu cît gradul de pretensionare este mai mare (valoarea maximă de 8% se obţine pentru cazul cînd tirantul înlocuieşte în întregime talpa întinsă a grinzii, aceasta avînd secţiunea T).

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.01

CONTRIBUTIONS À L'ÉTUDE DE L'ÉTAT LIMITE DE RÉSISTANCE DANS LES SECTIONS INCLINÉES DES ÉLÉMENTS PRÉCONTRAINTS

PAR

MARCEL PATRAŞ, V. HOBJILĂ, DOINA NOUR et N. FLOREA

1. Introduction

La détermination des relations pour le calcul de la capacité de résistance, de la charge qui fait apparaître ou s'ouvrir des fissures inclinées — relations qui puissent exprimer le plus exactement possible le mode de comportement, dans les états différents de travail et de déformation et qui permettent d'apprécier par le calcul avec rigueur la sécurité des éléments soumis aux efforts tranchants importants — a été et reste encore un problème extrèmement difficile. La difficulté est due à la multitude (> 20) et la complexité des paramètres qui influencent le comportement et la résistance sous l'action des efforts tranchants à savoir : la portée de l'effort tranchant (M/Qh), le mode d'application des charges, la quantité et la qualité de l'armature transversale, l'intensité de la précontrainte, le type, la qualité et le mode de distribution de l'armature longitudinale tendue, la forme et les dimensions de la section transversale, la résistance du béton, etc. L'absence d'une théorie générale n'a pas freiné le calcul des éléments en béton puisqu'on a adopté de divers schémas et relations de calcul, moins justifiées théoriquement, ayant un domaine limité d'application avec un grand nombre d'éléments demi-empiriques, le calcul étant toujours complété par des mesures constructives déstinées à assurer le degré de sécurité qui n'est pas suffisamment pris en considération dans les relations respectives de calcul. Le calcul aux tensions tangentielles de glissement, accepté par certaines normes [1],[2], conduit à des valeurs ayant des différences importantes par rapport aux données experimentales et il ne concorde pas avec le comportement pratique.

La méthode de calcul des sections inclinées adoptée par les divers normatifs étrangers [3] et aussi par ceux roumains [4] exprime la capacité de résistance aux efforts tranchants à l'aide des relations ayant un fondement demi-empirique et assumant l'apport du béton et de l'armature transversale dans une fissure inclinée critique.

Dans ce qui suit on étudie les états limites de fissuration et la résistance dans les sections inclinées des éléments précontraints à armature prétendue (TBP et PC 90), l'influence des principaux paramètres et on propose nombre de relations de calcul qui modifient celles des normatifs roumains.

2. Le programme expérimental

Le programme de recherche a compris des essais des poutres de grandes dimensions (3,5...24 m) pareilles aux poutres utilisées d'habitude dans le domaine des constructions. Le programme expérimental a été conçu de telle manière qu'il puisse offrir la possibilité : a) d'analyser l'influence de certains paramètres sur la capacité portante et la fissuration ; b) de verifier en quelle mesure les prescriptions actuelles de calcul peuvent elles conduire

aux solutions qui correspondent à un degré acceptable de sécurité ; c) d'offrir des données expérimentales suffisantes capables à constituer un support pour des suggestions qui puissent amender les préscriptions de calcul de notre pays.

Les principaux paramètres variables ont été les suivants : a) la manière de précontrainte et la qualité de l'armature tendue (TBP et PC 90) ; b) le pourcentage d'armature transversale (p_t) ; c) l'intensité de la précontrainte (σ_{bx}) ; d) la portée de l'effort tranchant (M/Qh).

On a effectué des essais sur un nombre de 27 poutres (Tableau 1) et afin de soutenir la conception sur la quelle se basent les calculs on a interprété aussi les données des 68 poutres qui ont fait l'object de la recherche [5]. Pour mêtre en évidence le phénomène d'arrachement de l'armature tensionée, la longueur de passage de la poutre sur appui a été $l_1=15$ cm, le bout A étant dénomé „libre" et à l'autre bout, B, „bloqué" ; le passage sur l'appui a été $l_2=60$ cm.

Durant les essais on a effectué des mesures complexes concernant : les déformations spécifiques du béton, l'apparition et l'ouverture des fissures normales et inclinées, les tensions dans l'armature passive, le glissement de l'armature tensionée au bout A, la flèche et la déformée de la poutre, la capacité de résistance et le mode de rupture.

3. L'analyse des résultats concernant la capacité portante; propositions de calcul

Dans la méthode de calcul des sections inclinées acceptées par de nombreuses prescriptions [6], [3], [2], [1], y compris les normatifs roumains [4], [7], [8], l'estimation de la capacité portante sous l'action des efforts tranchants est réalisée en totalisant, dans la section contenant la fissure inclinée critique, la capacité portante du béton de la zone comprimée, Q_b, aussi bien que la capacité portante de l'armature transversale, Q_{at}:

$$Q_Q=Q_b+Q_{at}. \tag{1}$$

On s'est arrêté au terme Q_b pour lequel on donne, dans les préscriptions, des relations plus ou moins justifiées du point de vue théorique, à savoir :

$$Q_b^{\text{STAS/67}}=\frac{0{,}15bh_0^2R_t}{s_t}, \text{ [6]}; \tag{2}$$

$$Q_b^{\text{STAS/86}}=\frac{2\,bh_0^2R_t}{s_t}, \text{ [8], [3]}; \tag{3}$$

$$Q_b^{\text{CAER}}=\frac{0{,}8\,bh_0^2R_t}{s_t}\sqrt{p+p_p\frac{R_{ap}}{3\,400}\left(1+\frac{Qh_0}{M}\right)}, \tag{4}$$

$$Q_b^{\text{proposé}}=\left(\beta\frac{Qh_0}{M}+\frac{N_{0t}}{A_pR_p+A_aR_a}\right)bhR_t, \text{ [9]}. \tag{5}$$

La relation (5), pour Q_b, proposée conformément aux recherches effectuées par les auteurs, tient compte des principaux facteurs qui influencent

Tableau 1 a

Programme des essais

Poutre	Longueur m	Dimensions de la section cm h	$\frac{b_{ps}}{b_{pi}}$	h_p	b	Qualité du béton	Armature tendue qualité	section cm²	pourcent p_p%	Étriers OB 37 nØ/m	section cm²/m	pourcent p_t%	Force de précontrainte N_{ot},[tf]	Portée d'effort tranchant $\frac{a_1}{h}$	$\frac{a_2}{h}$	l_1 cm	l_2 cm	Observations
G_1							TBP 9			5 Ø 8	2,50	0,335	172,0	2,5	2,5			
G_2							24×7 Ø3	12,0	0,942	3 Ø 6	0,86	0,114	172,0	2,5	1,5			
G_3										4,5 Ø 8	2,25	0,30	183,0	1,5	1,5			
G_4										5,5 Ø12	6,21	0,83	172,0	2,5	2,5			
G_5					15		TBP 12			4,5 Ø 8	2,25	0,30	163,0	2,5	2,5			
G_6								16,2	1,27	5,5 Ø12	6,21	0,83	162,9	2,5	2,5			
G_7						B 400	18×7 Ø4			4,5 Ø 8	2,25	0,30	155,0	3,5	3,5			
G_8	9,20	100	50	20						4,5 Ø 8	2,25	0,30	154,0	2,5	2,5			
G_9										4,5 Ø 8	2,25	0,45	146,0	2,5	2,5	15	60	
G_{10}					10				1,91	5,5 Ø12	6,21	1,245	146,0	2,5	2,5			
G_{11}										5,5 Ø12	6,21	0,83	153,0	2,5	2,5			
G_{12}					15		PC 90	39,3	3,08	4,5 Ø 8	2,25	0,30	153,0	2,5	2,5			
G_{13}										5,5 Ø12	6,21	0,83	167,0	3,5	3,5			
G_{14}							TBP 12	16,2	1,27	5,5 Ø12	6,21	0,83	167,0	1,5	1,5			
G18-12-1	17,70	210	63/54	12	12	B 500	TBP 12	21,2	0,93	variable	—	—	254,0	1,3	2,25	15	15	
G18-12-2	17,70	175	50/35	13	10	B 500	PC 90	44,18	2,90	variable	—	—	240,0	1,5	3,2	15	15	
G12-6	11,80	110	40	9	12,5	B 500	PC 90	19,63	1,49	variable	—	—	98,0	3,8	3,8	15	15	

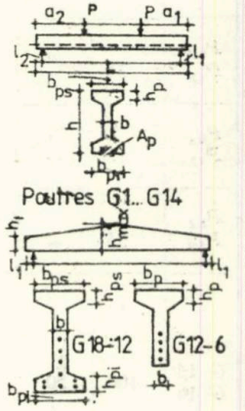


Tableau 1 b

Programme des essais

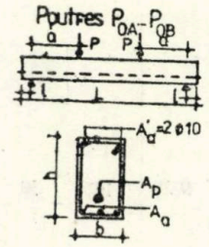
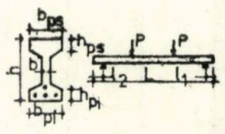
Poutre	Dimensions de la section cm				Longueur m	Qualité du béton	Armature tendue				Armature passive				N_{ot} tf	$\frac{a}{h}$	l cm	Observations
	h	$b_{ps}=$ $=b_{pi}$	$h_{ps}=$ $=h_{pi}$	b			quantité	nr. fils	section cm²	p_p %	quantité	nr. barres	section cm²	p_a %				
P_{0A}	35	—	—	15	3,40	B 400	—	—	—	—	B 35	3 Ø22	11,4	2,92	—	2,15	35	
P_{0B}							—	—	—	—	B 35	3 Ø22	11,4	2,92	—			
P_{4A}	35	—	—	15			H 446	4 Ø7	1,54	0,396	B 35	3 Ø20	9,4	2,42	18,05	2,15	35	
P_{4B}							LS	4 Ø7	1,54	0,396	B 35	3 Ø20	9,4	2,42	18,0			
P_{6A}	35	—	—	15			H 446	6 Ø7	2,31	0,595	B 35	3 Ø18	8,29	2,12	27,35	2,15	35	
P_{6B}							LS	6 Ø7	2,31	0,595	B 35	3 Ø18	8,29	2,12	27,3			
P_{8A}	35	—	—	15			H 446	8 Ø7	3,08	0,79	B 35	3 Ø14	4,62	1,18	36,6	2,15	35	
P_{8B}							LS	8 Ø7	3,08	0,79	B 35	3 Ø14	4,62	1,18	36,6			
G 15	100	50	20	15	9,20	B 400	SBP I	3× 12 Ø7 + 12 Ø5	16,21	1,22	OB37	5,5 Ø12	6,21	0,83	176,3	2,5	$l_1/l_2=$ $=15/60$	
G 16												4,5 Ø 8	2,25	0,30	171,2	2,5	$l_1/l_2=$ $=18/60$	

Tableau 2a

Capacité portante

Poutre	Armature tendue	Étriers n Ø/m	$\frac{a}{h}$	N_{ot} tf	R_b daN/cm²	Valeurs calculées, [tf] $Q_b^{STAS-67}$	$Q_b^{STAS-76}$	Q_b^{CAER}	$Q_b^{proposée}$	Q_t tf	$Q_Q^{STAS-67}$ tf	$Q_Q^{STAS-76}$ tf	Q_Q^{CAER} tf	$Q_Q^{proposée}$ tf	$Q_Q^{exp.}$ tf	Valeurs relatives $\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{STAS-67}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{STAS-76}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{CAER}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{proposée}}$
G_1	TBP 9	5 Ø 8	2,5	154,0	410	28,5	28,2	28,1	28,5	20,0	48,5	48,2	48,1	68,5	66,7	1,38	1,39	1,39	0,975
						27,5	27,2	27,2	50,3	20,0	47,5	47,2	47,2	70,3	72,3	1,53	1,54	1,54	1,03
G_2	24×7 Ø3	3 Ø 8	2,5	151,0	390	24,7	25,4	25,5	48,3	8,2	32,9	33,6	33,7	56,5	62,9	1,91	1,87	1,86	1,11
			1,5			41,3	44,0	51,0	61,0	5,1	46,4	49,1	49,1	61,1	83,9	1,81	1,71	1,40	1,27
G_3		4,5 Ø 8	1,5	145,6	490	47,8	46,5	61,5	71,0	12,0	59,8	58,5	73,5	83,0	105,4	1,76	1,80	1,43	1,27
						52,4	48,0	64,0	73,5	12,0	64,4	60,0	76,0	89,7	116,8	1,81	1,95	1,54	1,36
G_4		5,5 Ø 8	2,5	141,5	430	26,8	26,2	30,0	39,0	50,7	77,5	76,9	80,7	90,7	82,7	1,06	1,07	1,02	0,92
						27,8	26,8	30,8	40,0	50,7	78,5	77,6	81,5	48,9	86,0	1,09	1,11	1,06	0,95
G_5		4,5 Ø 8	2,5	60,5	390	28,0	28,3	31,8	28,9	20,0	48,0	48,3	51,8	48,9	53,9	1,12	1,12	1,04	1,08
	TBP 12					26,5	26,8	30,1	27,3	20,0	46,5	46,8	50,1	47,3	54,6	1,17	1,16	1,09	1,15
G_6		5,5 Ø 8	2,5	59,6	415	26,5	27,8	32,6	29,0	51,0	79,2	78,8	83,6	78,3	79,1	0,99	1,00	0,95	0,99
						19,0	26,2	31,5	27,3	51,0	77,5	77,2	82,5	77,8	90,3	1,16	1,17	1,09	1,15
G_7	18×7 Ø4	4,5 Ø 8	3,5	135,5	400	18,2	18,8	20,0	33,8	24,0	43	42,8	44,0	57,8	57,2	1,33	1,33	1,30	0,99
						27,4	18,3	19,3	32,7	24,0	51,4	42,3	43,3	56,7	59,8	1,41	1,41	1,38	1,05
G_8		4,5 Ø 8	2,5	128,0	400	26,0	27,2	30,8	37,2	18,0	44,0	45,2	48,8	55,2	67,4	1,48	1,49	1,38	1,22
						24,6	26,8	30,3	36,5	18,0	42,6	44,8	48,3	54,5	79,3	1,81	1,77	1,62	1,45
G_9		4,5 Ø 8	2,5	135,0	460	20,3	23,4	28,1	30,7	18,7	39,0	42,1	46,8	49,4	62,0	1,43	1,47	1,26	1,20
						20,2	22,0	27,1	27,5	20,8	41,0	42,8	48,3	82,5	62,3	1,51	1,45	1,27	1,29
G_{10}		5,5 Ø12	2,5	133,0	460	18,4	19,2	24,6	26,9	25,6	44,0	44,8	50,2	80,1	83,4	1,10	1,15	1,01	1,02
						31,4	17,5	30,6	24,5	55,6	74,0	73,1	80,2	105,1	85,0	1,15	1,16	1,06	1,06
G_{11}	PC 90	5,5 Ø12	2,5	130,5	460	33,1	29,6	31,7	49,5	55,6	87,0	85,2	86,2	107,9	109,7	1,24	1,27	1,25	1,03
						31,9	31,2	30,8	52,3	55,6	88,7	86,2	87,3	66,5	90,0	—	—	—	—
G_{12}	6 Ø25	4,5 Ø 8	2,5	129,0	440	17,5	30,3	30,8	47,7	18,8	50,7	49,1	49,6	105,3	80,9	1,60	1,65	1,63	1,22
						18,5	30,3	30,8	47,7	18,8	50,7	49,1	49,6	107,3	71,1	1,40	1,45	1,43	1,07
G_{13}	TBP 12	5,5 Ø12	3,5	157,6	360	45,5	18,3	19,0	34,3	71,0	88,5	89,3	90,0	103,8	69,4	—	—	—	—
						43,3	19,4	20,2	36,3	71,0	89,5	90,4	91,2	103,1	69,8	—	—	—	—
G_{14}	18×7 Ø4	5,5 Ø12	1,5	153,5	390	25,7	46,7	59,0	68,3	35,5	81,0	82,2	94,5	103,8	108,4	1,34	1,32	1,16	1,03
						27,3	45,2	27,4	67,6	35,5	78,8	80,7	96,4	103,1	113,9	1,44	1,41	1,18	1,10
G_{15}	3× 12 Ø7 + 12 Ø5	5,5 Ø12	2,5	149,7	380	27,4	26,6	29,1	43,1	50,7	76,4	77,3	78 1	93,8	75,4	—	—	—	—
						30,4	28,2	27,4	45,9	50,7	78,0	78,9	79,8	96,6	75,8	—	—	—	—
G_{16}		4,5 Ø 8	2,15	142,3	385	27,30	28,2	30,6	43,6	18,0	45,4	46,2	48,6	61,6	69,0	1,50	1,52	1,52	1,12
						26,90	31,4	27,75	48,8	18,0	44,9	49,4	45,75	66,8	69,4	1,43	1,40	1,42	1,04
P_4A	H 446	—	2,15	13,95	410	7,28	7,25	7,60	10,5	—	7,30	7,25	7,75	10,5	10,9	1,50	1,51	1,41	1,04
P_4B	4 Ø7	—	2,15	16,20	390	7,07	7,05	8,32	10,3	—	6,90	7,05	7,60	10,3	11,1	1,50	1,58	1,45	1,07
P_6A	H 446	—	2,15	24,00	410	7,40	7,25	8,20	11,7	—	7,28	7,25	8,32	11,7	11,7	1,62	1,63	1,41	1,00
P_6B	6 Ø7	—		24,00	400	7,65	7,15	8,10	11,6	—	7,07	7,15	8,20	11,6	11,6	1,64	1,63	1,42	1,00
P_8A	H 446	—	2,15	30,70	415	10,0	7,32	28,3	13,4	—	7,40	7,35	8,05	13,4	11,9	2,16	2,18	1,99	1,19
P_8B	8 Ø7	—		31,40	430	5,45	7,47	1,147	13,90	—	16,50	7,47	8,32	13,9	15,6	2,03	2,08	1,86	1,12
G 18-12-1	TBP 12 24×7 Ø4	10 Ø10	1,30	205,0	500	110,0	98,5	14,70	129,0	88	198,0	186,0	235,0	217,0	173,5	0,89	0,93	0,74	0,80
G 18-12-2	PC 90 9 Ø25	20 Ø12	1,35	199,0	525	54,5	48,6	73,5	70	127	181,5	175,6	200,5	197,0	95,8	—	—	—	—
G 12-6	PC 90 6 Ø25	10 Ø12	3,10	80,6	550	22,7	19,8	16,85	45,0	48,0	70,5	67,7	64,8	92,8	30,6	—	—	—	—

Tableau 2 b

Capacité portante

Poutre	Armature tendue	Étriers	$\frac{a}{h}$	N_{ot} tf	R_b daN/cm²	Valeurs calculées, [tf] $Q_b^{STAS-67}$	$Q_b^{STAS-76}$	Q_b^{CAER}	$Q_b^{proposée}$	Q_e tf	$Q_Q^{STAS-67}$ tf	$Q_Q^{STAS-76}$ tf	Q_Q^{CAER} tf	$Q_Q^{proposée}$ tf	$Q_r^{exp.}$ tf	Valeurs relatives $\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{STAS-67}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{STAS-76}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{CAER}}$	$\frac{Q_r^{exp.}}{Q_Q^{proposée}}$
1			2,5	28,0	450	4,12	3,95	4,78	6,40	2,72	6,84	6,67	7,50	9,12	9,07	1,33	1,36	1,21	1,00
2			2,5	28,0	450	4,12	3,95	4,78	6,40	2,72	6,84	6,67	7,50	9,12	8,57	1,25	1,28	1,14	0,95
3		3 Ø6	2,5	28,2	436	4,02	3,87	4,68	6,45	2,27	6,74	6,59	7,40	9,17	10,80	1,60	1,54	1,46	1,18
4		OB 37	2,5	28,5	436	4,02	3,87	4,70	6,56	2,72	6,74	6,59	7,42	9,27	10,80	1,60	1,64	1,48	1,17
5		$b=6$	1,5	28,8	452	6,87	6,48	9,26	10,75	1,36	8,23	7,84	10,60	12,10	13,30	1,62	1,70	1,25	1,10
6		$p_e=0,28\%$	2,0	29,0	452	5,50	4,95	6,37	7,35	2,72	8,23	7,65	9,09	10,00	10,07	1,22	1,31	1,11	1,10
7			3,5	29,1	491	4,51	4,15	4,67	5,80	2,72	7,26	6,87	7,39	8,96	7,82	1,08	1,14	1,06	0,88
8			4,0	28,0	491	4,29	4,15	4,55	5,80	2,72	7,26	6,87	7,27	8,55	7,17	0,99	1,04	0,98	0,84
9			4,0	28,2	467	4,29	4,05	4,37	5,52	2,72	7,01	6,77	7,09	8,24	8,27	1,12	1,22	1,66	1,00
10	3TBP 12=		3,5	28,2	467	6,45	4,06	4,50	5,95	2,72	7,01	9,78	7,22	8,57	8,82	1,26	1,32	1,22	1,01
11	=21 Ø4		2,5	24,4	525	8,05	5,40	6,54	7,23	4,08	10,53	9,48	10,60	11,30	12,50	1,14	1,27	1,13	1,10
12	2,70 cm²	5 Ø8	1,5	28,6	525	5,59	7,20	10,20	—	2,72	10,77	9,92	12,90	7,70	7,67	0,71	0,77	0,60	0,99
13		OB 37	4,5	27,4	488	5,59	5,20	5,57	5,33	4,08	9,67	9,28	9,65	9,61	7,37	0,76	0,80	0,76	0,77
14		$b=6$	4,5	27,0	488	5,29	5,20	5,57	5,20	4,08	9,67	9,28	9,65	9,28	7,37	0,76	0,79	0,76	0,79
15		$p_e=0,47\%$	4,0	27,0	459	5,29	5,05	5,47	5,48	4,08	9,37	9,13	9,90	9,56	8,02	0,86	0,88	0,84	0,84
16			3,0	27,2	459	6,07	5,05	5,82	6,10	4,08	9,37	9,13	12,20	10,18	10,20	1,09	1,11	1,01	1,00
17			2,5	28,3	398	6,12	6,13	7,44	6,15	4,80	10,87	10,93	11,50	10,95	11,30	1,04	1,04	0,93	1,03
18		5 Ø8	4,0	29,1	410	7,30	6,13	6,72	6,30	4,80	10,92	10,93	12,60	10,10	8,27	0,75	0,75	0,72	0,82
19		OB 37	3,5	28,5	495	7,30	7,00	7,87	6,12	4,80	12,10	11,80	12,60	11,01	9,40	0,78	0,79	0,74	0,85
20		$b=6$	3,5	29,0	495	6,60	7,00	7,87	5,27	4,80	12,10	11,80	13,80	10,07	7,82	0,65	0,66	0,62	0,78
21		$p_e=0,83\%$	1,5	28,6	432	6,60	6,40	9,07	10,25	4,80	11,40	11,20	12,50	15,05	14,50	1,28	1,29	1,05	0,97
22			3,0	28,5	457	4,16	6,70	7,74	6,26	4,80	11,40	11,50	7,30	16,06	11,50	1,01	1,00	0,92	1,04
23		3 Ø6	3,0	27,3	453	4,16	3,96	4,58	6,00	2,72	6,88	6,68	7,50	8,72	8,52	1,24	1,30	1,17	0,98
24		OB 37	2,5	28,3	453	7,70	3,96	4,78	6,61	2,72	6,88	6,68	16,70	9,83	10,60	1,54	1,59	1,41	1,13
25		5 Ø8	1,5	28,6	504	7,70	6,97	9,91	11,41	4,88	14,58	13,80	15,30	15,90	16,50	1,13	1,19	0,98	1,03
28		PC 52	2,5	28,8	504	7,05	7,00	8,46	7,10	6,88	14,58	13,80	14,40	13,90	15,50	1,06	1,12	1,01	1,10
29		$b=6$	3,5	29,0	560	7,05	6,70	7,52	6,03	6,88	13,93	13,50	14,40	12,90	11,07	0,79	0,81	0,77	0,86
30		$p_e=0,83\%$	3,5	29,3	560	4,32	6,70	7,52	6,10	2,72	13,93	13,50	6,40	12,90	8,77	0,63	0,55	0,51	1,03
59		3 Ø6	2,5	9,60	470	4,32	4,05	3,10	4,15	2,72	7,04	6,77	4,74	6,87	7,07	1,00	1,05	1,11	1,31
60		OB 37	4,0	9,60	470	4,35	4,05	3,38	3,08	1,36	6,68	5,41	6,75	4,44	5,80	1,02	1,07	1,22	1,14
61		$b=6$	2,5	9,75	452	4,15	3,94	4,03	4,35	2,72	6,87	6,66	6,36	7,07	8,07	1,17	1,21	1,19	1,25
62	3TBP 9=	$p_e=0,28\%$	4,0	9,70	452	4,15	3,94	4,64	3,34	2,72	6,87	6,66	7,47	6,06	7,53	1,10	1,34	1,19	1,25
63	=21 Ø3		2,5	18,8	500	4,60	4,25	4,75	5,90	2,72	7,32	6,97	7,47	8,62	9,07	1,24	1,31	1,21	1,05
64	1,49 cm²		2,5	21,8	300	4,60	4,25	5,08	6,07	2,72	7,32	6,97	7,80	8,79	7,79	1,06	1,12	1,00	0,89

Q_b, à savoir : la résistance à la traction R_t, l'intensité de la précontrainte (par le terme $N_{0t}/(A_pR_p + A_aR_a)$), la portée de l'effort tranchant (par Qh_0/M). Pour β ont été établies les valeurs $\beta = 1$ pour $a/h > 1{,}5$ et $\beta = 1{,}5$ pour $a/h \leq 1{,}5$.

Dans le Tableau 2 on présente les résultats de l'analyse de la capacité de résistance aux efforts tranchants dans les sections inclinées en rapportant les valeurs de control, Q_Q^c, aux celles expérimentales, Q_r^{exp}. Les valeurs Q_Q^c, établies aux deux bouts A, B de la poutre (col. 12...15), résultent en effectuant la somme de Q_e (col. 11) et de Q_b conformément aux relations (2)...(5) (col. 7...10).

L'analyse des valeurs Q_r^{exp}/Q_Q^c (col. 12...15) nous permet de souligner quelques aspects concernant la manière dont l'effet de certains paramètres qui agissent sur la capacité de résistance aux efforts tranchants se reflète dans les relations de calcul pour Q_b à savoir:

a) Les valeurs $Q_r^{exp}/Q_Q^{STAS/67}$ (col. 17) sont encadrées par 0,99 et 2,16 ayant une valeur moyenne de 1,44.

b) Les valeurs $Q_r^{exp}/Q_Q^{STAS/86}$ (col. 18) sont encadrées par 1,00 et 2,18 ayant une valeur moyenne de 1,46. Malgrès qu'on a effectué beacoup d'essais et malgrès que les qualités des matériaux (béton, armature) ce sont beaucoup améliorées dans les dernières 20...25 années, la relation proposée par le normatif roumain STAS 10 107/86 ne représente aucun progrès quant à la connaissance du phénomène et la compréhension de l'influence des paramètres fondamentaux.

c) L'analyse du rapport Q_r^{exp}/Q_Q^{CAER} (col. 19) nous fait voir que la formule donnée pour Q_b (4) dans RS 119/74 saisit mieux l'influence de certains facteurs : les valeurs du rapport sont encadrées par 0,95 et 1,98 ayant une valeur moyenne de 1,34 et une dispersion des résultats relativement plus réduite.

d) Les valeurs $Q_r^{exp}/Q_Q^{propos\acute{e}}$ sont encadrées par 0,95 et 1,36 ayant une valeur moyenne de 1,1 et il n'y a pas que 5 des 34 valeurs qui sont inférieures à l'unité et c'est aux poutres à armature transversale réduite, au bout A, ou Q_r^{exp} a été affecté par le phénomène de l'arrachement de l'armature tendue. L'analyse détaillée des valeurs fait resortir l'avantage de la relation (5) proposée par nous, qui met en corrélation Q_b avec le degré de précontrainte, avec la portée de l'effort tranchant et aussi avec la qualité de l'armature tendue.

Pour vérifier et comparer la relation (5) proposée ci-dessus on présente dans le Tableau 2 *b* les valeurs interprétées selon les résultats des recherches INCERC sur des poutres de 4,9 m de longueur. Les mêmes appréciations restent valables, avec la spécification que les valeurs Q^{exp}/Q_Q^c sont plus basses, ce qui confirme l'influence favorable de l'effet d'échelle sur ce rapport-ci.

4. Conclusions

La détermination de la capacité portante des éléments précontraints qui sont soumis aux eforts tranchants est difficile à cause du grand nombre de paramètres qui agissent et des différents mode de rupture qui interviennent.

Les méthodes de calcul élaborées et utilisées jusqu'à présent ont un caractère empirique, les relations respectives en contenant plus o u moins

des paramètres importants et les préscriptions constructives — maintes fois exagérées — viennent de compenser les lacunes des relations de calcul.

La connaissance la plus exacte, par le calcul, de la capacité portante aux efforts tranchants, permettra, à l'aide des relations autant que complètes — telles que la relation (5) proposée ci-dessus — d'éliminer la tendance actuelle de surdimensionner les éléments précontraints dans les zones ayant des efforts tranchants importants afin d'eviter l'apparition de certaines ruptures, presque toujours fragiles, dans des pareilles zones, en dirigeant les eventuelles pertes de résistance dans les zones du moment fléchissant ou la capacité de résistance peut être établie d'une façon très précise.

La relation proposée (5), pour Q_b, conduit à des valeurs en tous cas couvrantes et par son utilisation au lieu de la relation (4) prévue dans le normatif STAS 10 107/86 on obtiendra une réduction de 5...12% de la quantité d'armature transversale, ce qui conduit, dans la production de série des éléments précontraints à armatures prétendues, à une économie importante, le degré nécessaire de sécurité étant assuré.

Reçue le 10 septembre 1986

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions Hydrotechniques
et
Chaire de Mécanique des Constructions,
Béton armé et Technologie

BIBLIOGRAPHIE

1. * * * DIN 4 227. *Spannbeton. Ichtlinien für Bemessung und Ausführung.* Beton Kalender, 1968.
2. * * * *Building Code Requirements for Reinforced Concrete.* ACI 318 – 83, SUA, Detroit Nov. 1983.
3. * * * PC-119-74. *Бетонные и железобетонные конструкции.* Руководство по проектированию, 1974, 42–45.
4. * * * STAS 10 107/86. *Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton armat și precomprimat.* București, 1986.
5. * * * *Studiul comparativ privind influența unor parametri pe baza experimentărilor din 1971. Recomandări pentru completarea prescripțiilor de calcul,* Compte rendu INCERC, août 1972.
6. * * * СНИП ИИК 1-62. *Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.* М., 1970.
7. * * * STAS 8 000/2 - 73. *Calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat pentru construcții civile și industriale.* Buc., sept. 1973, 76.
8. Patraș M., *Contributions à l'étude des états limite de fissuration et de résistance dans les sections inclinées des éléments précontraints avec des barres PC 90 et des torons TBP* (en roumain). Thése de doctorat, Inst. Polyt., Jassy, 1975.

CONTRIBUȚII LA STUDIUL STĂRII LIMITĂ DE REZISTENȚĂ ÎN SECȚIUNI ÎNCLINATE ALE ELEMENTELOR PRECOMPRIMATE

(Rezumat)

Se prezintă o analiză a relațiilor de calcul care permit determinarea capacității portante în secțiuni înclinate ale elementelor precomprimate încovoiate solicitate de forțe tăietoare importante. Relația (5), propusă, de autori, conținînd principalii parametri care influențează capacitatea portantă, este susținută de analiza rezultatelor încercărilor pe un număr de 65 grinzi de mari dimensiuni (4,9...18 m).

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K 724.8

BEWERTUNGSKRITERIEN DES THERMISCHEN SCHUTZES DER GEBÄUDE

VON

RODICA SARDINO und C. LEPĂDATU

1. Einführung

Die Bedeutung der Forschung bezüglich der Herabsetzung des Energieverbrauchs für die Heizung der Gebäude folgt aus dessen Anteil in der Struktur des Energieverbrauchs der ganzen Wirtschaft. Darum sind solche Bestrebungen überall in der Welt aktuell, sie verfolgen das Anwachsen des thermischen Schutzgrades der Gebäude, gleichzeitig mit der Verwertung neuer Energiequellen.

Bezüglich des Anwachsens des thermischen Schutzgrades, verfolgen die Forschungen nicht nur das Auffinden neuer Materialien und baulichen Lösungen, sondern auch die Weiterentwicklung der Theorie und der Kriterien welche die Performanzen der Bauelemente individuell genommen und des ganzen Gebaudes ausdrücken. Die Einführung einer Kriterien, welche so komplett wie möglich die Faktoren welche im Wärmeaustausch eingehen ausdrücken ist auch von der Optimisierung deren Normwerte durch eine bessere Korrelation der Anforderungen des thermischen Konforts und der wirtschaftlichen begleitet.

Im folgenden werden solche Kriterien für die Analyse der Performanzen zweier Gebäude herangezogen. Wir setzten uns als Ziel zu veriffizieren, wenn der angewendete thermische Schutz zur Erfüllung obengennanter Kriterien führt, zur Bestimmung der Wichte unter welcher verschiedene Faktoren in die Wärmeverluste eingehen, also deren Bedeutung, zwecks bester Korrektionsmaßnahmen und gleichzeitig die Kapazität dieser Kriterien bezüglich des Ausdrückens der realen Performanzen der Bauelemente und der gesamten Gebäude.

Das Gebäude Nr. 1 (Abb. 1) stellt einen Wohnblock mit P + 3 Stockwerken dar und hat als Tragstruktur Ziegelmauerwände üblicher Lösung bezüglich des thermischen Schutzes.

Das Gebäude Nr. 2 (Abb. 2) ist ebenfalls ein Wohnblock mit P+1 Stockwerk und Tragstruktur mit Ziegelmauerwänden. Das Gebäude wurde so entworfen, daß es die Sonnenenergie passiv durch Glaßhauseffekt verwertet ; die Fassade wurde zweckmäßig entworfen (Trombe-Wände). Das Prinzip, welches in Betracht gezogen wurde für die Vergrößerung der energetischen Autonomie eines Gebäudes ist daß gleichzeitig mit der Verwertung einer unkonventionellen Energien sich der thermische Schutzgrad verbeßert. Solche Maßnahmen wurden in diesem Falle für die Vollwände — Aussenwände in einigen kritischen Zonen (Sturz, Gürtel), in den Zonen der Fenster, für die Decke gegen den Aufboden und über den Keller, usw., genommen.

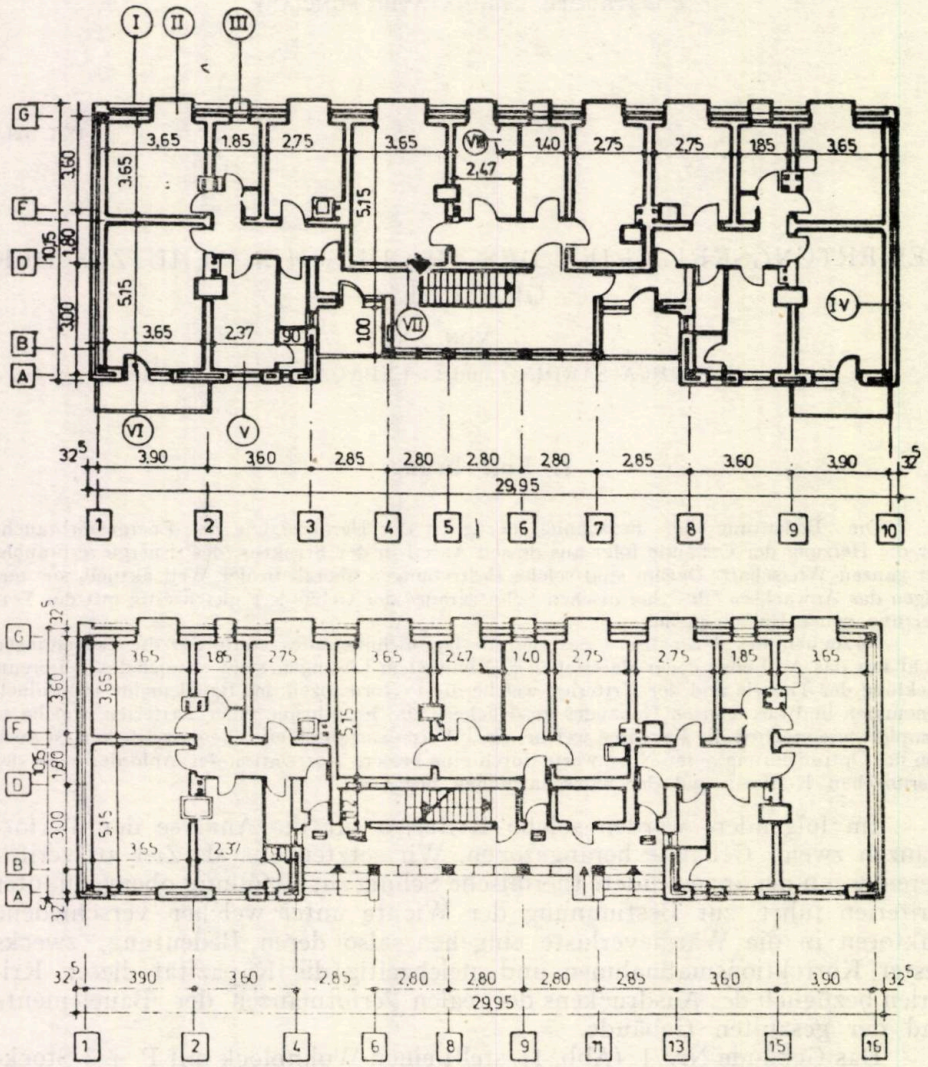


Abb. 2. — Gebäude Nr. 2.

2. Kriterien bezüglich des thermischen Schutzgrades

Das gewöhnliche Kriterium für die thermische Bewertung der Umfangsbauelemente ist der Wärmedurchlaßwiderstand, R_0. Bei der Bestimmung der Normwerte dieses Kriteriums, $R_{0\,ncc}$, muß man die gleichzeitige Erfüllung der hygrothermischen Konforts (thermischen Global- und Lokalkonfort, Verhinderung der Tauwasserbildung auf kalten Flächen) und die Verkleinerung der Investitions - und Unterhaltungskosten (durch Herabsetzung der Heizungsenergie) miteinbeziehen.

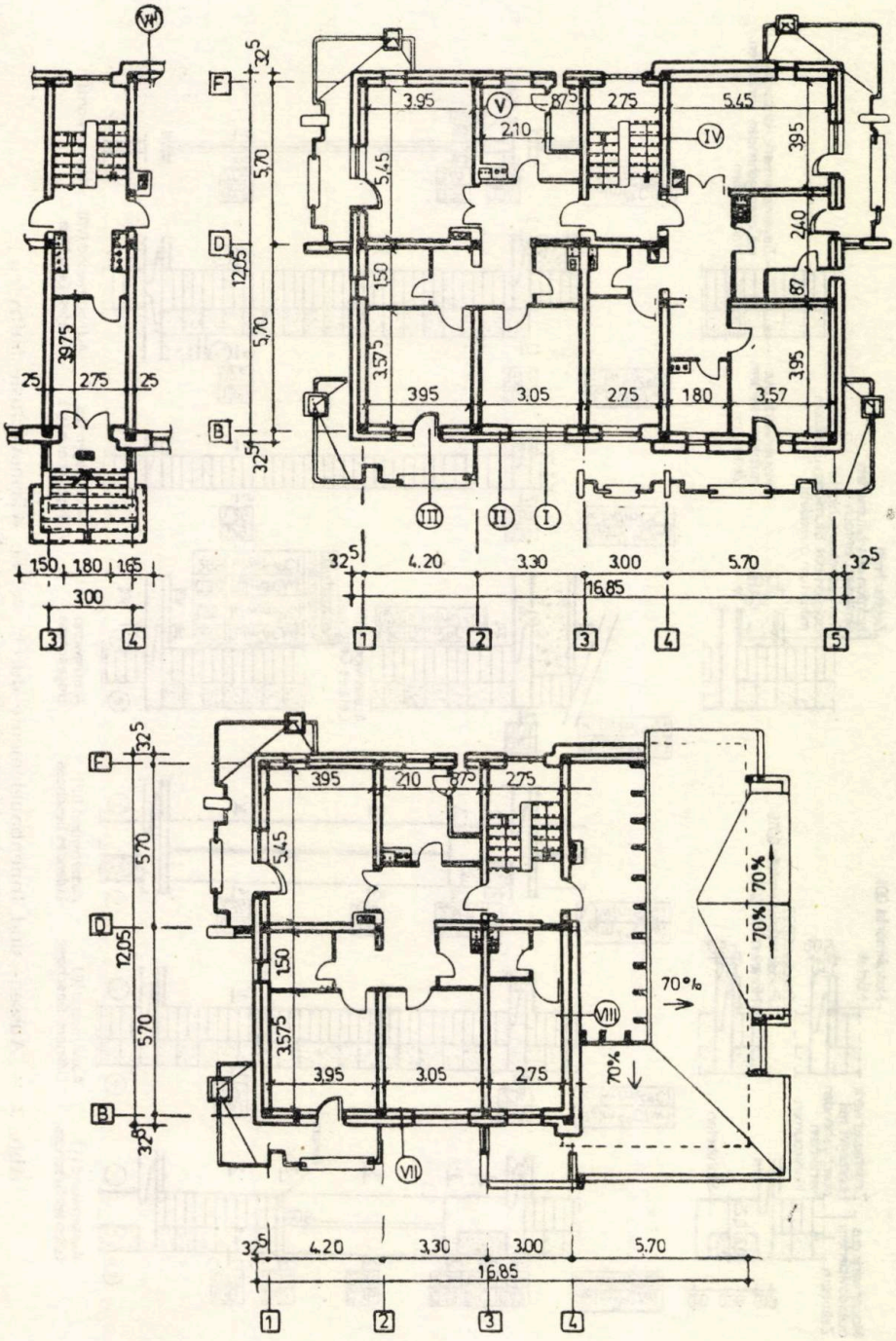


Abb. 1. — Gebäude Nr. 1.

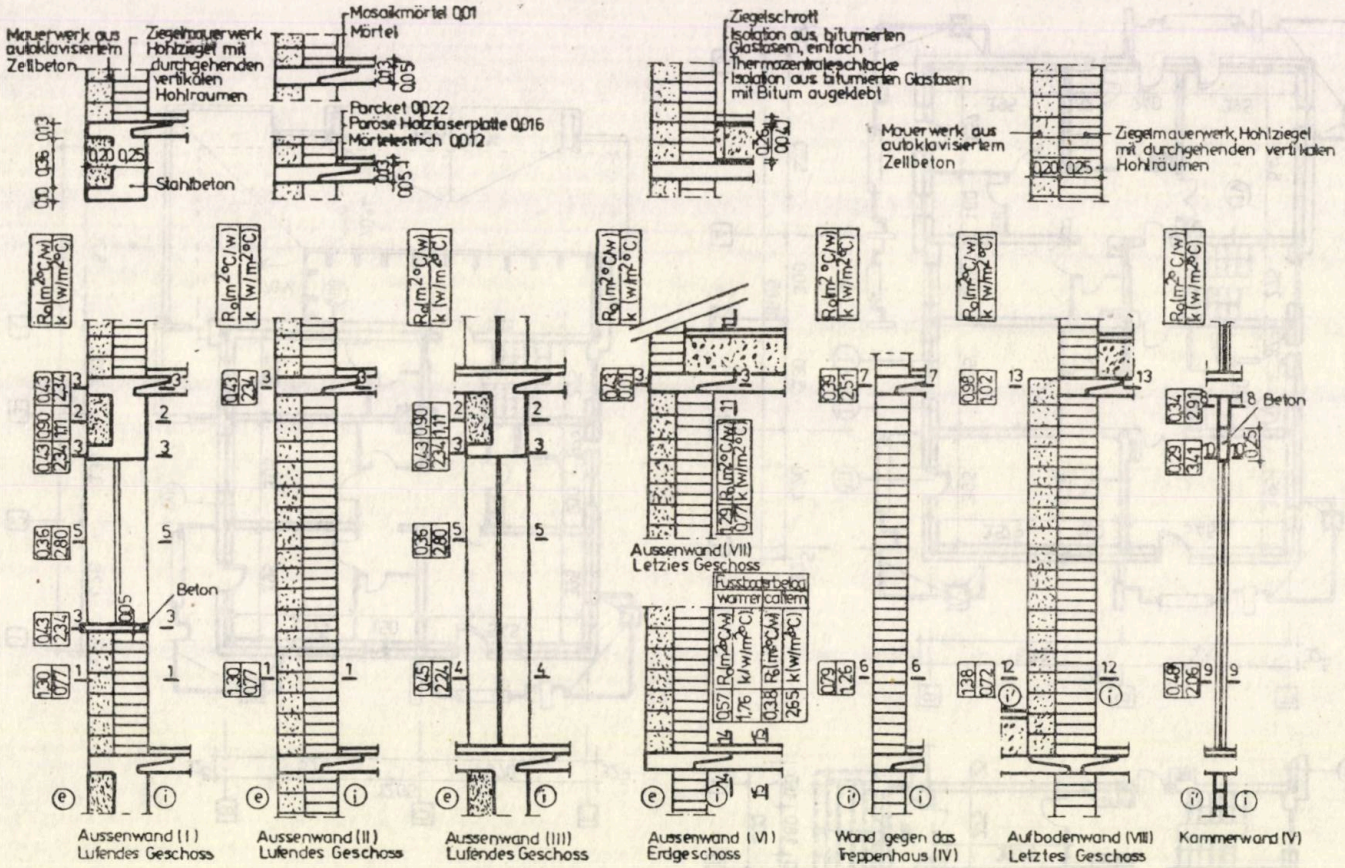


Abb. 3. — Aussen- und Innenbauelemente durch welche Wärmeverluste auftreten ; thermische Eigenschaften (Gebäude Nr. 1).

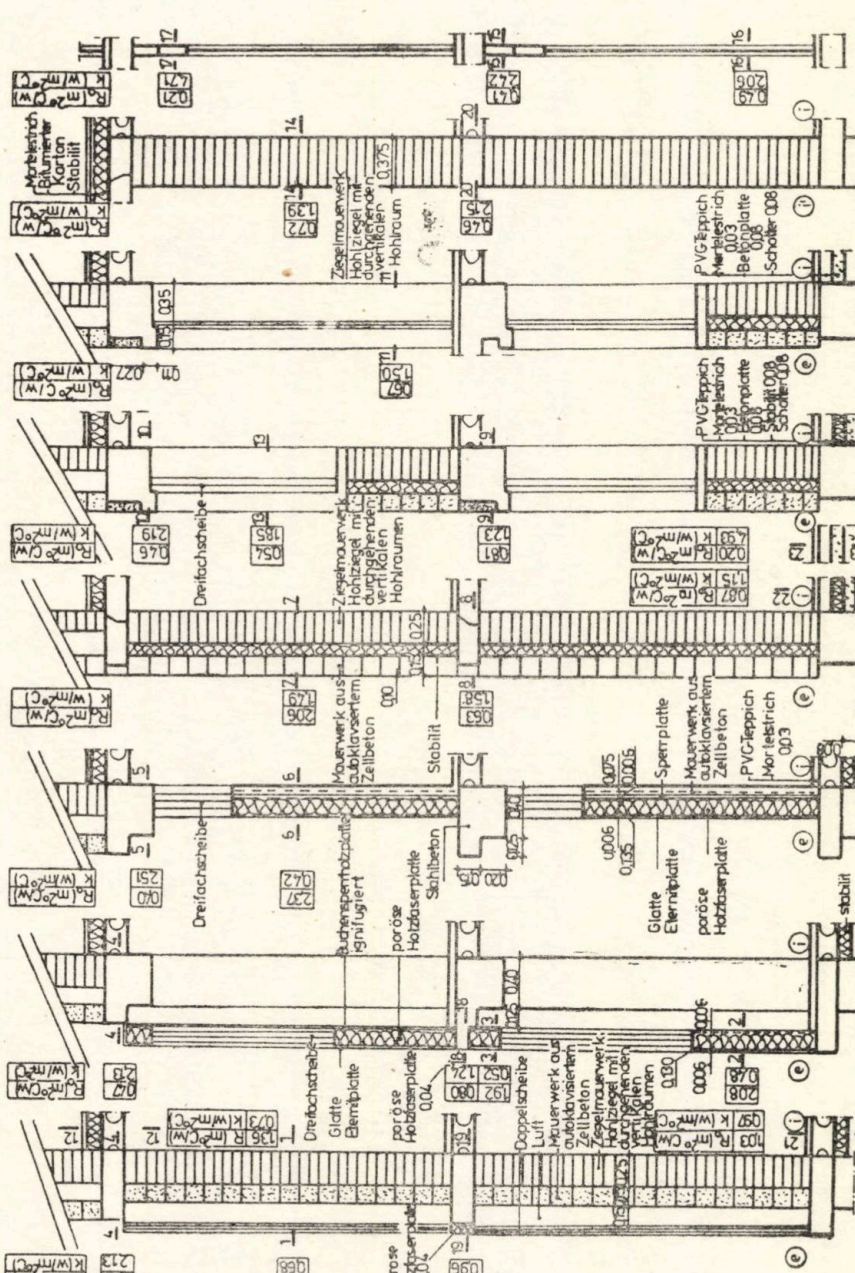
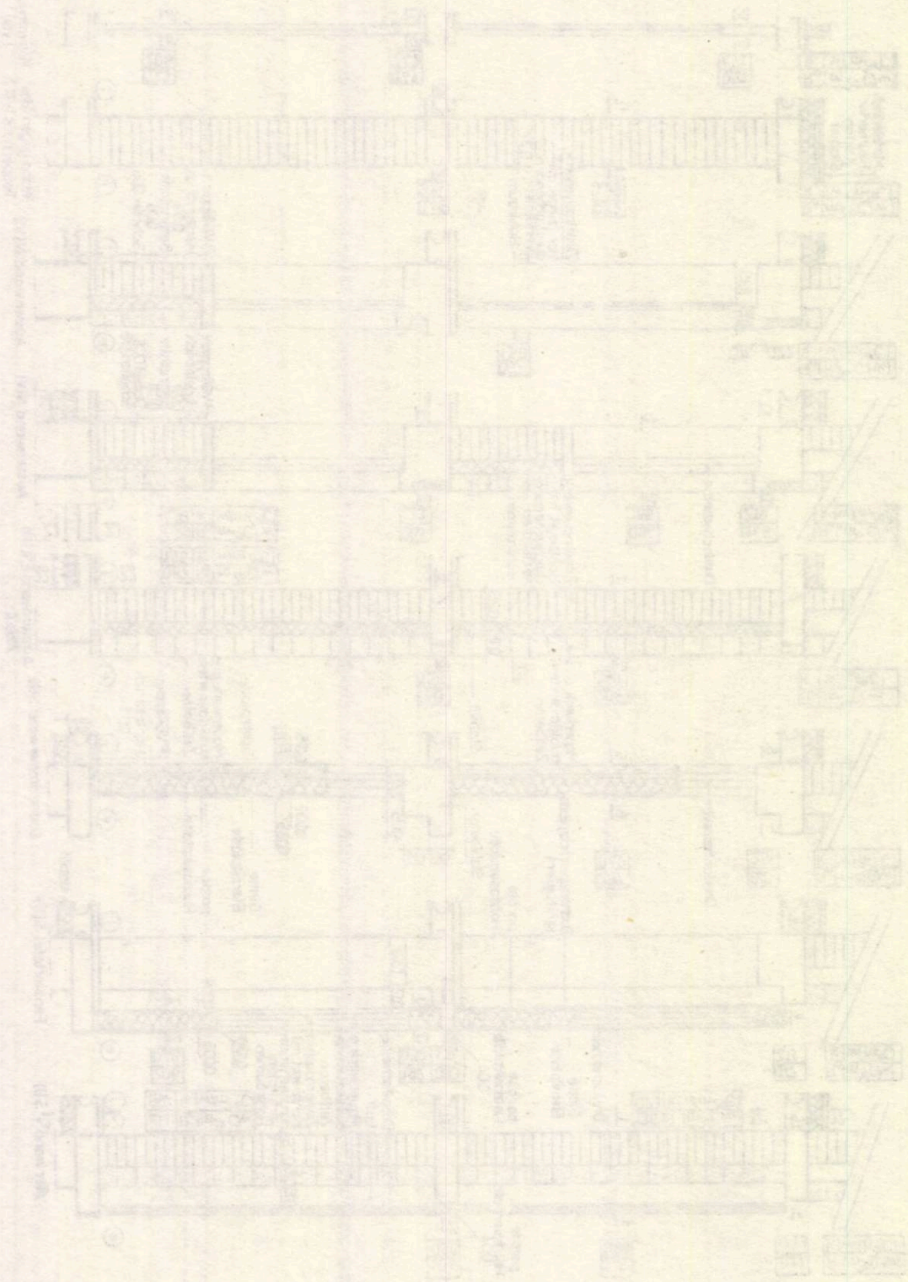


Abb. 4. — Aussen- und Innenbauelemente durch welche Wärmeverluste auftreten ; thermische Eigenschaften (Gebäude Nr. 2).



Die Bemühungen bezüglich der Verbesserung der Normwerte für die Erfüllung obengenannter Forderungen, macht sich durch deren Abänderung in der Zeit, sowohl in unserem Lande als auch im Ausland bemerkbar. Die verschiedenen Klimabedingungen und wirtschaftliche Standpunkte erklären die Differenzen zwischen den vorgeschriebenen Normwerten in verschiedenen Ländern (Tabelle 1).

Tabelle 1

R_{0nec} für die Abschlusselemente der Wohngebäude

Nr.	Element	DCS 256/1984 NP 15/1985*)			T 3830/1985**)			DIN 4108/1977 ***)	PSS****)
		Klimazone			Klimazone				
		I	II	III	I	II	III		
1	Terasse	1,47	1,55	1,64	1,55	1,73	1,90	2,87	8,5
2	Aufboden und Decke über Gange oder ungeheizte Räume	1,38	1,47	1,55	1,47	1,64	1,81		
3	Kellergeschoßdecke (Platte Fußbodenbelag auf Baugrund)	0,99	1,08	1,21	0,86	0,95	1,04	1,44	3,2 (2,3)
4	Aussenwände	1,17	1,21	1,25	1,51	1,64	1,81	1,73	4,6
5	Aussenwände an geschlossener Fuge	0,69	0,78	0,86	0,86	0,95	1,04		
6	Wände unter Baugrundoberfläche								3,2[1]) 2,3[2])
7	Fenster	0,39	0,39	0,39	0,65	0,65	0,65	0,39	0,52
8	Türen								1,6

*) Normen ISLGC – S.R. Rümanien ; **) Studium ISLGC – S.R. Rumänien ***) DIN - Normen Bundesrepublik Deutschland ; ****) Passive Solar Standard – Canada

[1]) Für eine Höhe von 60 cm vom Baugrund ; [2]) Restlichen.

In den Abb. 3 und 4 kann die bauliche Ausführung und die thermischen Kennwerte der Bauelemente für die beiden untersuchten Gebäude verfolgen.

Die Aussenwände, im Vollem als auch in den kritischen Zonen (Gürtel, Sturz, Sollbank usw.), die Fensterzonen, die Decke gegen den Aufboden, die Kellerdecke oder andere Aussen- oder Innenelemente (zwischen Umgebungen verschiedener Temperaturen) sind beim Gebäude Nr. 2 besser isoliert, vergleichsmässig mit Gebäude Nr. 1, obwohl für dieses, manchmal, der Wärmedurchlaßwiderstand kleiner als der vorschriftsmässige in unserem Land ist (DCS 256/1984 und NP 15/1985, herausgegeben durch ISLGC, Tabelle 1).

Wir bemerken, daß für einige Elemente, welche Innenräume verschiedener Temperaturen trennen, und durch welche Wärmeverluste entstehen (Wand gegen das Treppenhaus, Kammer, usw.) die technischen Vorschriften nicht die $R_{0\,nec}$ - Werte enthalten, sodaß ein Kriterium für deren thermischen Isolationsgrad fehlt.

Auf Grund der Studien, welche in unserem Land gemacht wurden, will man eine Verbesserung der R_{0nec} - Normwerte anstreben. Auf Grund des Studium T 3 830/1985 von ISLGC (Tabelle 1) folgt daß die Mehrzahl der Bauelemente ungenügend thermisch isoliert sind, auch im Falle des Gebäudes Nr. 2.

Die Wichte mit welches jedes Bauelement in den Wärmeverlust eingeht hängt aber nicht nur vom Wärmedurchlaßwiderstand R_0 ab, sondern auch von der Fläche, S, und von der Temperaturdifferenz zwischen den beiden Medien welche sie trennen. Die DIN-Normen 4 108/1977 schlagen auch ein anderes Kriterium bezüglich des thermischen Schutzes der Gebäude vor.

Das Einhalten der Minimalwerte des Wärmedurchlaßwiderstandes (Tabelle 1) muß den thermischen Global- und Lokalkonfort ermöglichen, die Tauwasserbildung ausschließen und den lokalen Energieverbrauch für die Heizung miteinbeziehen. Was das ganze Gebäude betrifft, um das Konzept des Architekten nicht zu behindern, kann man einen optimalen thermischen Schutzgrad erhalten, wenn man die Wärmeverluste zwischen den Bauelementen kompensiert.

Zu diesem Zweck führt man das Kriterium k_m, des Mittelwertkoeffizienten der Wärmeübertragung, ein :

$$k_m = \frac{\sum_{j=1}^{m} n k_j S_j}{\sum_{j=1}^{n} S_j}, \quad (1)$$

in welchem : k_j — Wärmeübertragungskoeffizient des Elementes j (Vollwand, Fenster, Dach, Kellerdecke, Fussbodenplatte usw.), [W/m²°C] ; S_j — die Fläche des Elementes j, [m²].

Der Koeffizient n hat den Wert 1 für Elemente in Berührung mit der Aussenluft und 0,5 für die Kellerdecke oder Füßbodenplatte auf Baugrund aufliegend. So kann man also die kleinere Differenz zwischen den Temperaturen auf den beiden Oberflächen der Elemente, welche nicht mit der Aussenluft in Berührung sind, miteinbeziehen.

Man empfählt, daß die Mittelwerte des Wärmeübertragungskoeffizienten, k_m, für das gesammte Gebäude kleiner als jene aus Abb. 5 sein sollen.

Dieses Kriterium drückt die Wärmeverluste durch Übertragung für das ganze Gebäude aus, unter Einbeziehung der Oberfläche der Bauelemente, und einigermassen, durch den Koeffizienten n, daß zwischen einigen die Temperaturdifferenzen zwischen den beiden Oberflächen und so die Wärmeverluste, kleiner sind. Durch die Differenzierung der Normwerte in Abbhängigkeit von dem Verhältnis zwischen der Fläche der Bauelemente $\sum_{j=1}^{m} S_j$ und dem geheizten Volumen, V_i, kann man den unvorteilhaften Fall weniger kompakter Gebäude miteinbeziehen.

Für die meißten der untersuchten Elemente individuell genommen sind die Wärmedurchlaßwiderstände kleiner als jene, welche von DIN 4 108/1977 empfohlen werden (Tabelle 1) und so erfüllt keines der Gebäude das Kriterium k_m.

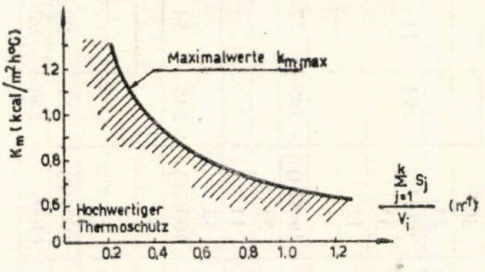


Abb. 5. — Maximalwerte k_m in Abhängigkeit vom Verhältnis der Fläche der Abschlußelemente $\sum_{j=1}^{m} S_j$ und dem geheizten Volumen V_i des Gebäudes.

Gebäude Nr. 1 :

$$k_m = 0{,}910 \text{ Kcal/h m}^2\text{°C} > k_{max} = 0{,}715 \text{ kcal/h m}^2\text{°C}.$$

Gebäude Nr. 2 :

$$k_m = 0{,}782 \text{ Kcal/h m}^2\text{°C} > k_{max} = 0{,}690 \text{ Kcal/h m}^2\text{°C}.$$

Ein Kriterium, welches von den französischen Vorschriften empfohlen wird [1], ist der globale Wärmeübertragungskoeffizient, G, durch welchen man auch den Wärmeübergang durch Ventilationen betracht nimmt :

$$G = \frac{\sum_{j=1}^{m} k_j S_j + V}{V_i}, \tag{2}$$

worin : V — Wärmefluß durch Ventilation, entsprechend einer Temperaturdifferenz von 1°C, [W/°C]; V_i — geheiztes Volumen des Gebäudes, [m³].

In Tabelle 2 sind diese Werte für jedes Stockwerk und für das ganze Gebäude bestimmt. Für gleiche Stockwerke hat das Gebäude Nr. 2 bessere Werte dieses Kriteriums.

	Gebäude Nr. 1	*Gebäude Nr.* 2
(Parterre und	$G = 2{,}02$ W/m³°C	$G = 1{,}84$ W/m³°C
letztes Stock-	$G = 1{,}45$ W/m³°C	$G = 1{,}22$ W/m³°C
werk).		

Im Ganzen genommen ist aber das Gebäude Nr. 2 benachteiligt.

Gebäude Nr. 1	*Gebäude Nr.* 2
$G = 1{,}45$ W/m³°C	$G = 1{,}53$ W/m³°C.

Dieses erklärt sich durch das Fehlen der Zwischenstockwerke welche besser geschützt sind, da bei den extremen Stockwerken die Wärmeverluste immer größer sind.

Tabelle 2

Thermische Eigenschaften der Gebäude

Niveau	Element	S m²	kS W/°C	k_m W/m² °C	V W/°C	G W/m³ °C	S_i m²	V_i m³	Wärmeverluste P_1 KWh	Wärmeverluste P_1 %	P_i/S_i KWh/m²	P_i/V_i KWh/m³
Gebäude Nr. 1												
Erdgeschoß	Aussenelemente	138,80	155,09	1,12					11 607	36,3		
	Innenelemente	163,02	317,90	1,95					12 740	39,7		
	Ventilation				102,65				7 682	24		
	Total Erdgeschoß	301,82	472,99	1,57		2,02	110,21	284,34	32 029	100(32)	291	113
Geschoß 1	Aussenelemente	147,05	172,32	1,17					12 896	53		
	Innenelemente	36,78	75,89	2,06					2 929	12		
	Ventilation				114,82				8 593	35		
	Total Geschoß 1	183,83	248,21	1,35		1,14	123,28	318,06	24 418	100(24)	198	77
Geschoß 2	Aussenelemente	195,47	209,89	1,07					15 364	57		
	Innenelemente	36,79	75,89	2,06					2 929	11		
	Ventilation				114,82				8 593	32		
	Total Geschoß 2	232,25	285,77	1,23		1,26	123,28	318,06	26 876	100(26)	218	84
Letztes Geschoß	Aussenelemente	169,11	166,01	0,98					11 772	65		
	Innenelemente	16,58	35,41	2,14					1 367	8		
	Ventilation				66,53				4 979	27		
	Total Letztes Geschoß	185,69	201,42	1,09		1,45	71,43	184,29	18 118	100(18)	254	98
Total	Gebäude Nr. 1	903,60	1 208,36	1,34	398,82	1,45	428,20	1 104,75	101 441	(100)	238	92
Gebäude Nr. 2												
Erdgeschoß	Aussenelemente	172,63	137,79	0,80					10 311	26		
	Innenelemente	196,17	459,89	2,34					17 885	46		
	Ventilation				145,99				10 926	28		
	Total Erdgeschoß	368,80	597,67	1,62		1,84	156,74	404,39	39 122	100(53)	250	97
Letztes Geschoß	Aussenelemente	329,37	261,74	0,79					18 302	56		
	Innenelemente	39,41	85,43	2,17					3 296	10		
	Ventilation				145,99				10 926	34		
	Total Letztes Geschoß	368,80	347,18	0,94		1,22	156,74	404,39	32 524	100(45)	208	80
Total	Gebäude Nr. 2	737,60	944,85	1,28	291,98	1,53	313,48	808,78	71 646	(100)	229	89

Bemerkung: k_m wurde mit der Beziehung (1), in welcher $n = 1$ für alle Elemente, bestimmt.

Der globale thermische Wärmeübertragungskoeffizient, G, kann aber die Tatsache, daß die Wärmeverluste der Elemente die nicht im Kontakt mit der Aussenluft sind, nicht hervorheben. Es folgt also, das der Vergleich dieser Werte, für verschiedene Gebäude, als Ganzes angenommen, zu Trugschlüßen Führen kann. Darum sind die Normwerte des globalen Wärmeübertragungskoeffizienten verschieden für verschiedene Gebäude (gemeinsam oder individuell) und Räume (laufender Raum, Eckraum im laufenden Stockwerk oder in den extremen Stockwerken). Für das gesammte Gebäude, bestimmt man den Grenzwert (Normwert) dieses Kriteriums für ein Bezugsgebäude desselben Typs und der gleichen Raumanzahl, wie die des analysierten. Man nimmt an, daß für das Bezugsgebäude der Koeffizient G für jeden Raum einen Normwert hat.

Wir glauben, daß eine komplettere Beurteilung der Wärmeverluste P_1 für jedes Bauelement (k. S.N.) und das gesammte Gebäude durch :

$$P_1 = \sum_{j=1}^{m} (k_j S_j + V) N, \tag{3}$$

gegeben werden kann, wobei : N — der Jahresmittelwert von Grad-Stunden, [°C h] ;

$$N = \sum_{j=1}^{Nh} (\theta_i - \theta_{ej}), \tag{4}$$

în welcher : Nh — Heizungsstundenanzahl ; θ_i, θ_e — Temperatur der Innenluft, bzw. der Aussenluft (oder Keller, Baugrund, Treppenhaus, Aufboden usw.), [°C], sind.

Tabelle 3

Struktur der Wärmeverluste. Gebäude Nr. 1, Erdgeschoss

Nr. crt.	Element	$\frac{S_j}{\Sigma S_j}$, [%]	$\frac{P_{1j}}{\Sigma P_{1j}}$, [%]
Elemente in Berührung mit der Aussenluft			
1	Aussenwände	34,00	18,50
2	Kritische Zonen (Gürtel, Sturz)	7,00	8,10
3	Fenster	4,90	9,70
Total		45,90	36,30
Elemente in Berührung mit der Innenluft			
1	Elemente gegen das Treppenhaus und Kammer	17,30	13,30
2	Decke über Kellergeschoß	36,80	26,40
Total		54,10	39,70
Lüftung			24,00
Total		100	100

S_j — Fläche des Bauelements j ; P_1 — Wärmeverluste durch das Bauelement j.

Berücksichtigt man jedes Einzelement so folgt die Wichte mit welcher es im Wärmeverlust eingeht sowie die Maßnahmen, welche vorzusehen sind.

Ein Beispiel wird in der Tabelle 3 angegeben, wobei man die Struktur der Wärmeverluste im Falle des Gebäudes Nr. 1 für Erdgeschoß analysiert.

Man kann feststellen, das für die Verkleinerung der Wärmeverluste durch die Elemente welche mit der Aussenluft in Berührung sind, muß man nicht nur den vollen Teilen sondern auch den Fenstern und den kritischen Zonen Aufmerksamkeit widmen.

Einen wichtigen Einfluß haben die Wärmeverluste durch Ventilation. Es sind darum Kontrollmaßnahmen dieser nötig und Verkleinerung bis zum Grenzwert der Hygiene und Verhinderung der Tauwasserbildung.

Die Struktur der Wärmeverluste ändert sich für verschiedene Stockwerke des Gebäudes, da die Wärmedurchlaßwiderstände der Elemente, ihre Oberflächen, die Temperatur der Luft mit der sie in Berührung sind (Aussenluft, Treppenhaus, Keller, Baugrund, Aufboden usw.) verschieden sind.

Für die Vergleichsanalyse zweier Gebäude kann man das Verhältnis zwischen den Wärmeverlusten und der geheizten Oberfläche, P_1/S_i, oder dem geheizten Volumen, P_1/V_i, berücksichtigen. Vergleicht man die gleichartigen Stockwerke untereinander, aber auch die gesammten Gebäude, auf Grund dieses Kriteriums, so folgt, daß das Gebäude Nr. 2, mit besser isolierten Elementen kleinere Wärmeverluste aufweißt als das Gebäude Nr. 1.

Die Bestimmung von Normwerten dieses Kriteriums wäre sehr vorteilhaft für den Entwurf. Die Normwerte müßten sich auf die möglichen Raumtypen beziehen, und als Ganzes müßte man ein Bezugsgebäude berücksichtigen, wie man beim globalen Wärmeverlustkoeffizient vorgeht.

Eingegangn am 30. April 1986

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Bauwerke

LITERATURVERZEICHNIS

1. * * * *Exemples de solutions pour faciliter l'application du réglement de construction.* Hygrothermique, C.S.T.B., *135* (1972).
2. * * * *Studiu privind noi soluţii care să conducă la consumuri reduse de materiale, energie şi manoperă*, Proiect T 3 830, ISLGC, Bucureşti, 1985.
3. * * * *Passive Solar Heating in Canada.* Report ER 79-6, Ottawa, 1980.
4 * * * Ztschr. für Wärmeschutz, Kälteschutz, Schallschutz, Brabdschutz, *5*, 15 (1977).
5. Sardino R., *Estimarea contribuţiei elementelor de închidere şi compartimentarea la sarcina termică anuală pentru clădiri cu încălzire solară pasivă.* Volumul lucr. Simp. „Elemente de închidere şi compartimentare pentru construcţii civile, industriale şi agricole", Cluj-Napoca, 1985.

CRITERII DE APRECIERE A GRADULUI DE PROTECŢIE TERMICĂ A CLĂDIRILOR

(Rezumat)

Preocupările de o deosebită actualitate privind reducerea consumului de energie în exploatare, vizează atît găsirea unor noi soluţii constructive cît şi perfecţionarea instrumentului teoretic şi a criteriilor capabile să exprime performanţele elementelor de construcţie şi clădirilor.

Se prezintă o apreciere a criteriilor avute în vedere pentru analiza comparativă a două clădiri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.Z. 539.4

UTILIZAREA CALCULATOARELOR ELECTRONICE LA DETERMINAREA CARACTERISTICILOR GEOMETRICE ALE SECŢIUNILOR PLANE CU CONTUR POLIGONAL

DE

IULIAN ARHIRE

1. Introducere

În cele ce urmează se prezintă unele posibilităţi de mecanizare a calculelor la determinarea caracteristicilor geometrice ale secţiunilor plane cu contur poligonal, întîlnite curent la proiectarea structurilor de rezistenţă a construcţiilor şi anume : aria suprafeţei (A) ; coordonatele centrului de greutate (x_G, y_G) ; momentele statice (S_x, S_y) ; momentele de inerţie axiale (I_x, I_y) ; momentul de inerţie polar (I_p) şi momentul de inerţie centrifugal (I_{xy}).

Formulele stabilite, folosind coordonatele vîrfurilor poligonului secţiunii respective, sînt simple, astfel încît aplicarea lor este eficientă şi în cazul utilizării mijloacelor obişnuite de calcul. În acest fel, determinarea momentelor de inerţie se poate face fără a se utiliza formulele lui Steiner.

Pe baza modelelor matematice stabilite, în cele ce urmează s-au întocmit programe de calcul pentru calculatorul electronic de birou „Olivetti-Programma 101".

Cu unele adaptări modelele matematice şi programele de calcul elaborate pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale secţiunilor plane cu contur poligonal se pot folosi şi pentru stabilirea poziţiei axelor principale de inerţie ale acestora, pentru calculul momentelor de inerţie mecanice ale plăcilor plane, la calculul volumelor de săpături sau umpluturi în cazul lucrărilor de terasamente, precum şi în topografie, geodezie, construcţii de maşini şi alte domenii.

2. Stabilirea formulelor de calcul

Prin definiţie, pentru o suprafaţă mărginită de o curbă închisă (C), aria acesteia, momentele de inerţie axiale, momentul de inerţie polar şi momentul de inerţie centrifugal, au următoarele expresii :

$$A = \iint_A dx\,dy ;$$

$$S_x = \iint_A y\,dx\,dy ; \qquad S_y = \iint_A x\,dx\,dy ;$$

$$I_x = \iint_A y^2\,dx\,dy ; \qquad I_y = \iint_A x^2\,dx\,dy ;$$

$$I_p = \iint_A (x^2 + y^2)\,dx\,dy ; \qquad I_{xy} = \iint_A xy\,dx\,dy .$$

Pentru stabilirea relațiilor capabile să permită mecanizarea calculului ne vom folosi de formula lui G r e e n-R i e m a n n, care permite o transformare utilă a unei integrale duble într-o integrală curbilinie:

$$\iint_A \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y}\right) dx\,dy = \oint_C (P\,dx + Q\,dy). \tag{1}$$

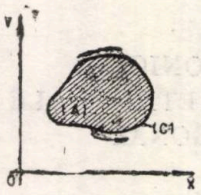


Fig. 1

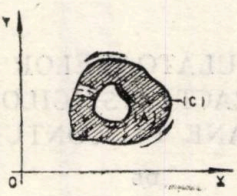


Fig. 2.

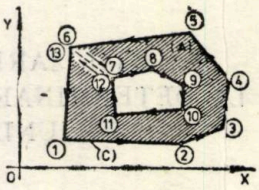


Fig. 3

în care integrala curbilinie din membrul al doilea trebuie calculată parcurgînd în așa fel conturul (C) încît pentru sistemul de axe orientat ca în fig. 1, suprafața să se afle totdeauna la stînga. Dacă suprafața A are legături duble sau multiple, se fac tăieturi în așa fel încît să se obțină un singur contur (C) închis, iar sensul de parcurgere să fie cel amintit, după cum rezultă din fig. 2.

Pentru soluționarea problemelor enunțate mai sus, în situația în care conturul (C) este poligonal integrala curbilinie se va calcula pentru fiecare latură a poligonului între limitele care sînt determinate de cîte două vîrfuri consecutive. Rezultatul pentru întreaga suprafață se obține prin însumarea integralelor parțiale.

În final pentru fiecare din mărimile arătate mai sus (arie, momente statice, momente de inerție etc.), se vor obține formule de calcul în care intervin coordonatele (x_i, y_i) ale vîrfurilor poligonului. De aceea trebuie acordată o atenție deosebită modului în care se realizează numerotarea acestor puncte. Aceasta se va face ca în fig. 3, pornind de la un vîrf oarecare al poligonului încît la parcurgerea conturului suprafața să se afle totdeauna la stînga. Se observă că punctele $i = 1$ și $i = n + 1$ coincid.

Pe baza celor de mai sus, formulele de calcul pentru caracteristicile geometrice ale suprafețelor plane cu contur poligonal la care ne-am referit, se stabilesc în felul următor:

a) Aria suprafeței

Se știe că:

$$A = \iint_A dx\,dy. \tag{2}$$

Dacă în (1) se fac substituțiile $Q = x$ și $P = 0$ se obține:

$$A = \iint_A dx\,dy = \oint_C x\,dy. \tag{3}$$

Notînd două vîrfuri consecutive ale poligonului cu i și $i + 1$, rezultă:

$$A = \sum_{i=1}^{n} \int_{i,\,i+1} x\,dy. \tag{4}$$

Ecuația dreptei definită de punctele i și $i + 1$ fiind:

$$y - y_i = \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i}(x - x_i) \tag{5}$$

se obține :

$$x = \frac{y - y_i + mx_i}{m}, \text{ unde } m = \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i}$$

și pe baza acestora rezultă :

$$\int_{i,i+1} x\,dy = \frac{1}{m}\int_{y_i}^{y_{i+1}} (y - y_i + mx_i)dy = \frac{1}{m}\left[\frac{y_{i+1}^2 - y_i^2}{2} - y_i(y_{i+1} - y_i) + mx_i(y_{i+1} - y_i)\right] =$$

$$= \frac{1}{2}[x_{i+1}y_{i+1} - x_iy_i + (x_iy_{i+1} - x_{i+1}y_i)].$$

Ținînd seama de relația (4), aria suprafeței va avea expresia :

$$A = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}[x_{i+1}y_{i+1} - x_iy_i + (x_iy_{i+1} - x_{i+1}y_i)].$$

În final, deoarece $n + 1 \equiv 1$, se obține :

$$A = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}(x_iy_{i+1} - x_{i+1}y_i). \tag{6}$$

În această formulă se introduc coordonatele vîrfurilor poligonului într-o astfel de succesiune încît liniile marginale să nu se întretaie. Dacă numerotarea se realizează ca în fig. 4 *a*, datorită schimbării sensului de parcurgere convenit mai înainte ariile suprafețelor A_1 și A_2 se scad. Dificultatea este eliminată dacă numerotarea se face ca în fig. 4 *b*.

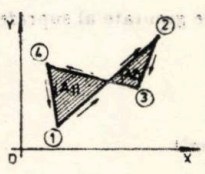


Fig. 4 *a*

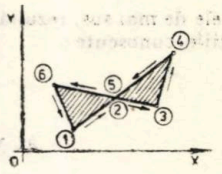


Fig. 4 *b*

b) Momentele statice

Pentru o suprafață plană momentul static față de axa Oy are, prin definiție, expresia :

$$S_y = \iint_A x\,dx\,dy \tag{7}$$

iar momentul static față de axa Ox :

$$S_x = \iint_A y\,dx\,dy. \tag{8}$$

Dacă în formula lui G r e e n - R i e m a n n (1) se fac substituțiile :

$$Q = \frac{x^2}{2} \quad \text{și} \quad P = 0$$

se obține

$$S_x = \iint_A x\,dx\,dy = \frac{1}{2}\oint_C x^2dy \tag{9}$$

sau :

$$S_y = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\int_{i,i+1} x^2 dy, \tag{10}$$

unde punctele i și $i+1$ definesc dreapta de ecuație (5). Deci:

$$y = mx - mx_i + y_i \quad \text{și} \quad dy = m\,dx$$

încît

$$\int_{i,i+1} x^2 dy = m\int_{x_i}^{x_{i+1}} x^2 dx = m\frac{1}{3}(x_{i+1}^3 - x_i^3) = \frac{1}{3}\cdot\frac{y_{i+1}-y_i}{x_{i+1}-x_i}(x_{i+1}-x_i)(x_{i+1}^2 +$$

$$+ x_i x_{i+1} + x_i^2) = \frac{1}{3}[(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)(x_{i+1}+x_i) + x_{i+1}^2 y_{i+1} - x_i^2 y_i].$$

Introducînd această valoare în (10) și observînd că $n+1 \equiv 1$ se obține în final:

$$S_y = \frac{1}{6}\sum_{i=1}^{n}[(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)(x_{i+1}+x_i)] \tag{11}$$

și analog, substituind în formula lui G r e e n - R i e m a n n $Q=0$, $P=-y^2/2$ se deduce, pentru S_x, formula:

$$S_x = \frac{1}{6}\sum_{i=1}^{n}[(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)(y_i+y_{i+1})] \tag{12}$$

c) Poziția centrului de greutate

Cu datele de mai sus, rezultă coordonatele centrului de greutate al suprafeței poligonului folosind relațiile cunoscute:

$$x_G = \frac{S_y}{A}, \qquad y_G = \frac{S_x}{A}. \tag{13}$$

d) Momentele de inerție axiale

Prin definiție, momentul de inerție al suprafeței față de axa Ox are expresia:

$$I_x = \iint_A y^2 dx\,dy. \tag{14}$$

Dacă în formula lui G r e e n-R i e m a n n (1) se notează: $P = -y^3/3$ și $Q = 0$, ținînd seama și de ecuația dreptei (5) și procedînd ca mai înainte se obține:

$$I_x = \frac{1}{12}\sum_{i=1}^{n}\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)[(y_i + y_{i+1})^2 - y_i y_{i+1}] + x_{i+1}y_{i+1}^2 - x_i y_i^3\}$$

iar în final, pentru că $n+1 \equiv 1$, rezultă:

$$I_x = \frac{1}{12}\sum_{i=1}^{n}\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)[(y_i+y_{i+1})^2 - y_i y_{i+1}]\}. \tag{15}$$

Printr-un calcul analog se obține o relație asemănătoare celei de mai sus și pentru I_y:

$$I_y = \frac{1}{12}\sum_{i=1}^{n}\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)[(x_i + x_{i+1})^2 - x_i x_{i+1}]\}. \tag{16}$$

e) *Momentul de inerție polar*

Pornind de la relația de definiție a momentului de inerție polar și anume :

$$I_p = \iint_A (x^2 + y^2)\,dx\,dy \tag{17}$$

rezultă :

$$I_p = I_x + I_y$$

și ținînd seama de relațiile de mai sus se obține,:

$$I_p = \frac{1}{12}\sum_{i=1}^{n}\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)[(x_i + x_{i+1})^2 + (y_i + y_{i+1})^2 - (x_i x_{i+1} + y_i y_{i+1})]\}. \tag{18}$$

f) Momentul de inerție centrifugal

Plecînd de la relația de definiție a momentului de inerție centrifugal I_{xy} în raport cu două axe ortogonale și introducînd în formula lui Green-Riemann $Q = 0$; $P = -xy^2/2$, rezultă :

$$I_{xy} = \iint_A xy\,dx\,dy = -\frac{1}{2}\oint_C xy^2 dx = -\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\int_{i,\,i+1} xy^2 dx.$$

Procedînd ca și în cazul momentelor de inerție axiale, în final, se obține :

$$I_{xy} = \frac{1}{12}\sum_{i=1}^{n}\left\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1}y_i)\left[(x_i + x_{i+1})(y_i + y_{i+1}) - \frac{1}{2}(x_i y_{i+1} + x_{i+1}y_i)\right]\right\}. \tag{19}$$

Pe baza relațiilor de mai sus, cunoscînd valorile momentelor de inerție axiale I_x și I_y și momentul de inerție centrifugal I_{xy}, se pot ușor determina direcțiile axelor principale de inerție precum și momentele de inerție principale $I_{1,2}$ cu relațiile cunoscute :

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x}, \tag{20}$$

$$I_{1,2} = \frac{I_x + I_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(I_y - I_x)^2 + 4I_{xy}^2}. \tag{21}$$

Metoda prezentată se poate extinde fără nici o dificultate și la calculul momentelor de inerție mecanice. Astfel, spre exemplu, în cazul plăcii plane din fig. 5, alcătuită din două elemente,fiecare cu masă specifică diferită, pentru calculul momentelor de inerție mecanice se vor

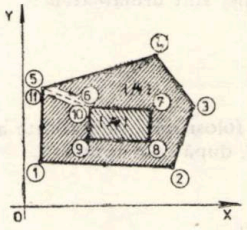


Fig. 5

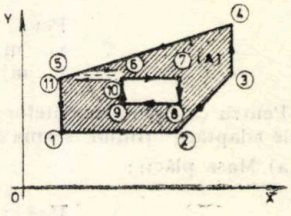


Fig. 6

folosi relații similare celor stabilite anterior pentru momentele de inerție geometrice. Placa avînd o porțiune delimitată de dreptunghiul *6, 7, 8, 9* cu masa specifică μ_2 și în rest cu masa specifică μ_1, momentul de inerție axial I_x va avea expresia :

(22) $$I_x = \frac{\mu_1}{12}\sum_{i=1}^{11} E + \frac{\mu_2}{12}\sum_{i=6}^{9} E$$

unde, pe baza relației (15):

$$E = \{(x_1 y_{i+1} - x_{i+1} y_i)[(y_i + y_{i+1})^2 - y_i y_{i+1}]\}.$$

3. Exemple de calcul

În cele ce urmează se prezintă două exemple de calcul cu aplicarea formulelor respective, în situația în care nu dispunem de calculatoare electronice.

1. Se consideră secțiunea din fig. 6 și se cere să se determine momentul de inerție axial I_x.

Coordonatele punctelor din fig. 6 care intervin în calcule sînt următoarele:

Pct.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1
x_i [m]	2	6	8	8	2	3	5	5	3	3	2	2.
y_i [m]	2	2	4	6	4	4	4	3	3	4	4	2

Pentru momentul de inerție axial I_x se aplică formula (15) obținînd:

$$I_x = 204{,}66 \text{ m}^4.$$

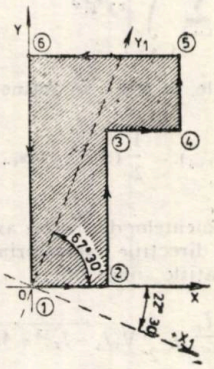


Fig. 7

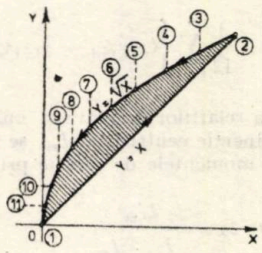


Fig. 8

2. Se consideră placa omogenă din fig. 7, avînd masa specifică μ și se cere să se determine masa M a plăcii, momentele de inerție mecanice I_x, I_y, I_{xy} și direcțiile axelor principale de inerție în punctul O.

Coordonatele punctelor din fig. 7 care intervin în calcule, sînt următoarele:

Pct.	1	2	3	4	5	6	1
x_i [m]	0	2	2	4	4	0	0.
y_i [m]	0	0	4	4	6	6	0

Pentru calculul elementelor cerute în acest caz, se vor folosi relațiile stabilite anterior, cu unele adaptări, ținînd seama de masa specifică μ a plăcii, după cum urmează:

a) Masa plăcii:

$$M = \frac{\mu}{2}\sum_{i=1}^{n} (x_i y_{i+1} - x_{i+1} y_i) = 16\,\mu.$$

b) Momentele de inerție axiale I_x și I_y:

$$I_x = \frac{\mu}{12}\sum_{i=1}^{n} \{(x_i y_{i+1} - x_{i+1} y)[(y_i + y_{i+1})^2 - y_i y_{i+1}]\} = \frac{46}{3} M;$$

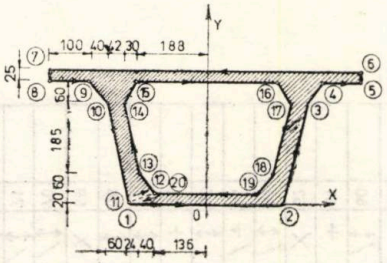


Fig. 9

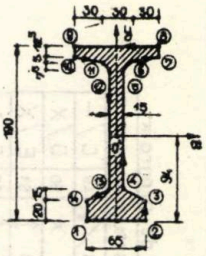


Fig. 10

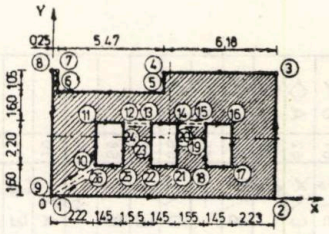


Fig. 11

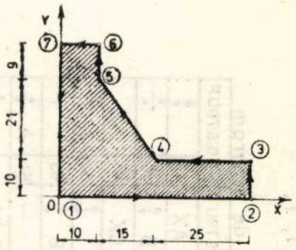


Fig. 12

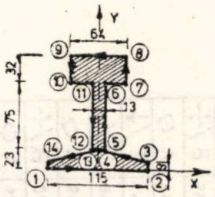


Fig. 13

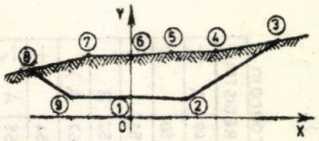


Fig. 14

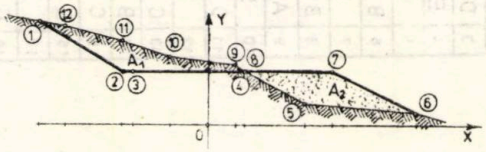


Fig. 15

Programul I

$A; S_x; S_y; x_G; y_G$

Instrucțiuni de program

REGISTRU 1		REGISTRU 2		REGISTRU F	
1	A V	25	D / ↕	49	A ÷
2	D / *	26	B ↕	50	÷
3	D *	27	C +	51	↕
4	E / *	28	↕	52	B ↑
5	S	29	B ↕	53	A X
6	B / ↑	30	↕	54	+
7	S	31	X	55	A ÷
8	B ↑	32	↕	56	÷
9	A W	33	D ↕	57	C ↕
10	S	34	+	58	D / ↓
11	C / ↑	35	D ↕	59	B X
12	S	36	B / ↕	60	A ◇
13	C ↑	37	C / +	61	B / ↕
14	B / ↓	38	↕	62	D ↓
15	C X	39	B / ↕	63	C X
16	B ↕	40	X	64	A ◇
17	↕	41	E / +	65	B / ÷
18	C / ↓	42	E / ↕	66	A ◇
19	X	43	W	67	E / ↓
20	↕	44	A Y	68	C X
21	B ↕	45	D / ↓	69	A ◇
22	—	46	A √	70	B / ÷
23	D / ↕	47	↕	71	A ◇
24	D / +	48	÷	72	V

Programul II

I_x, I_y, I_p

Instrucțiuni de program

REGISTRU 1		REGISTRU 2		REGISTRU F	
1	AV	25	AX	49	↕
2	E / *	26	B ↕	50	÷
3	E *	27	CX	51	AX
4	S	28	↕	52	A +
5	B / ↑	29	B ↕	53	+
6	S	30	—	54	A ÷
7	B ↑	31	D / X	55	÷
8	AW	32	E / +	56	D ↕
9	S	33	E / ↕	57	E / ↓
10	C / ↑	34	B / ↓	58	D X
11	S	35	C / +	59	A ◇
12	C ↑	36	AX	60	E ↓
13	↓	37	B / ↕	61	D X
14	B / X	38	C / X	62	A ◇
15	B ↕	39	↕	63	E ↓
16	↕	40	B / ↕	64	E / +
17	C / ↓	41	—	65	D X
18	X	42	D / X	66	A ◇
19	↕	43	E +	67	V
20	B ↕	44	E ↕	68	
21	—	45	W	69	
22	D / ↕	46	A Y	70	
23	B ↓	47	E ↓	71	
24	C +	48	A √	72	

Programul III

I_{xy}

Instrucțiuni de program

REGISTRU 1		REGISTRU 2		REGISTRU F	
1	AV	25	B / ↓	49	C / —
2	S	26	X	50	D / X
3	B / ↑	27	B ↕	51	E / X
4	↓	28	↕	52	D +
5	A ÷	29	C / ↓	53	D ↕
6	÷	30	X	54	W
7	E ↕	31	↕	55	A Y
8	B / ↓	32	B ↕	56	D ◇
9	A X	33	D / ↕	57	V
10	A +	34	D / ↕	58	
11	+	35	—	59	
12	A ÷	36	D / ↕	60	
13	÷	37	+	61	
14	E / ↕	38	E X	62	
15	D *	39	B / ↕	63	
16	S	40	C / +	64	
17	B / ↑	41	B ↕	65	
18	S	42	C +	66	
19	B ↑	43	↕	67	
20	AW	44	B ↕	68	
21	S	45	X	69	
22	C / ↑	46	C / ↕	70	
23	S	47	B / ↕	71	
24	C ↑	48	C / ↕	72	

$$I_y = \frac{\mu}{12} \sum_{i=1}^{n} \{(x_i y_{i+1} - x_{i+1} y_i)[(x_i + x_{i+1})^2 - x_i x_{i+1}]\} = \frac{10}{3} M.$$

c) Momentul de inerție centrifugal I_{xy}:

$$I_{xy} = \frac{\mu}{12} \sum_{i=1}^{n} \left\{(x_i y_{i+1} - x_{i+1} y_i)\left[(x_i + x_{i+1})(y_i + y_{i+1}) - \frac{1}{2}(x_i y_{i+1} + x_{i+1} y_i)\right]\right\} = 6 M.$$

d) Direcțiile axelor principale de inerție:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 I_{xy}}{I_y - I_x} = -1$$

încît

$$\alpha_1 = -22°30'; \qquad \alpha_2 = 67°30'.$$

4. Programele elaborate

În continuare se dau programele I, II și III pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale secțiunilor plane, în cazul utilizării calculatorului de birou de tipul „Olivetti-Programma 101". Ele se pot folosi cu rezultate care să satisfacă cerințele din practica curentă și în cazul suprafețelor mărginite de curbe. În astfel de situații, pe fiecare curbă trebuie să fie luate cît mai multe puncte, deoarece gradul de aproximație al rezultatelor este evident influențat atît de numărul acestor puncte cît și de poziția lor pe curbele respective.

Spre exemplificare, pentru secțiunea din fig. 8, mărginită de curba $y = \sqrt{x}$ și de dreapta $x = y$, s-au determinat caracteristicile geometrice ale acesteia prin metodele de calcul exact cît și prin folosirea programelor stabilite anterior pentru suprafețele cu contur poligonal. Aria secțiunii respective, momentele statice și momentele de inerție determinate cu formulele stabilite pentru suprafețele cu contur poligonal, sînt mai mici numai cu circa 1% față de cele obținute prin metodele de calcul exact.

Pentru secțiunile unor elemente de construcții uzuale cum sînt de exemplu cele din fig. 9...13, precum și pentru profilele transversale întîlnite curent la lucrările de terasamente, (fig. 14, 15), se arată modul în care trebuie să fie parcurs conturul suprafețelor respective atunci cînd se aplică formulele arătate mai înainte.

În cazul profilelor mixte de la terasamente se poate obține aria suprafeței aferente săpăturii sau aria umpluturii, eventual diferența între acestea etc.

Primită la 31 octombrie 1984

Inspectoratul de stat în construcții
București

BIBLIOGRAFIE

1. Mangeron D, Irimiciuc N., *Mecanica rigidului*. Vol. 1, Ed. Tehn., Buc., 1978.
2. Voinea R. ș.a., *Mecanica*. Ed. Tehn., Buc., 1975.
3. Iacob C., *Lecții de matematici superioare*. Ed. Tehn., Buc., 1959.
4. Ciorănescu N., *Curs de algebră și analiză matematică*. Ed. Tehn., Buc., 1958.

THE USE OF ELECTRONIC COMPUTERS IN THE DETERMINATION OF GEOMETRICAL PROPERTIES OF PLANE POLYGONAL CROSS-SECTION

(Summary)

The paper discusses several solutions for a mechanized computation of the geometrical characteristics of polygonal cross sectional areas frequently encountered in structural design i. e. areas, co-ordinates of gravity centres, statical moments, axial moments of inertia, polar moments of inertia, centrifugal moments of inertia.

The equations required for the computation of moments of inertia have been derived using the co-ordinates of the angles of polygonal cross sectional areas, thus no longer applying the Steiner formulas.

Finally are presented various computation programmes derived for the desk computer „Olivetti-Programma 101".

The mathematical models and computation programmes established for the above mentioned cases can be equally utilized, if slightly adapted, for determining the position of the principal axes of inertia of cross sectional areas, the mechanical moments of inertia of plane slabs, the volumes of earthfills and excavations, etc.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII, ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 624 9

ÉTUDE ANTICIPÉE DE LA PRÉCISION DU NIVELLEMENT CÉOMÉTRIQUE UTILISÉE POUR DÉTERMINER LES DÉPLACEMENTS ET LES DÉFORMATIONS VERTICALES DES CONSTRUCTIONS

PAR

GH. NISTOR et ANETA BRAIER

1. Une importance à part pour l'analyse du comportement en temps des constructions présentent les informations sur leurs déplacements verticaux, désignées couramment comme tassements pour les déplacements en bas et soulèvements pour les déplacements en haut.

Le principe utilisé pour mesurer les déplacements et les déformations verticales revient à la détermination répétée des cotes des points de contrôle (marques de tassement), fixées sur la construction étudiée, par rapport à plusieurs repères fixes, emplacés en terrain nondéformable, en dehors de la zone influencée par la construction. Les points de contrôle encastrés dans la construction, se déplacent avec celle-ci et leur observation permet d'obtenir les valeurs des déplacements.

Pour surveiller le comportement *in situ* des constructions, les méthodes géodésiques trouvent une large utilisation en assurant une haute précision des mesures en vue de la détermination des valeurs relatives et absolues des déplacements et des déformations. Parmi les méthodes géodésiques celle du nivellement géométrique de précision et de haute précision est utilisée avec des très bons résultats dans l'important et difficile domaine des mesures des déplacements verticals des constructions étudiées.

Les déplacements et les déformations verticales des constructions sont mesurées conformément à un project de mesure spécialement élaboré, qui prévoit les points de contrôle (marques de tassement) placés sur la construction, l'emplacement des repères fixes qui constituent le réseau par rapport au quel on mesure les déplacements verticals, de même que les stations de nivellement.

Les chemins de nivellement géométrique, exécutés en vue de mesurer des déplacements verticals, se réalisent conformément aux prescriptions techniques du nivellement géométrique d'état d'ordre 0, I ou II. En général ils forment des polygones qui renferment les repères fixes du réseau de référence, les marques de tassement et les repères de travail. En même temps avec l'emplacement sur terrain des repères fixes et le montage des marques de tassement sur la construction étudiée, on fixe aussi les points de station du cheminement de nivellement géométrique de milieu, en vue de garder le même nombre de stations et leur position pendant tous les cycles d'observations. Le choix des appareils et des méthodes d'exécution du nivellement géométrique est subordonné à la précision demandée par la détermination des déplacements et déformations verticales.

Dans chaque cycle d'observations le processus de détermination des déplacements et des déformations verticales des marques de tassement fixées sur la construction étudiée contient deux étapes :

1. L'étape des mesures de nivellement de haute précision, sur terrain, au long de toutes les lignes polygonales, conformément au projet.

2. L'étape d'interprétation des observations en vue de déterminer la grandeur des déplacements et des déformations verticales de la construction et d'évaluation de la précision des résultats.

Le problème fondamental dans la détermination des déplacements et des déformations verticales des constructions c'est la précision réelle des résultats obtenus, qui doivent correspondre à la précision imposée pour chaque cas considéré. Dans ce but nous allons présenter dans ce qui suit une procédure pour l'évaluation anticipée de la précision de l'exécution du nivellement géométrique utilisé pour mesurer les déplacements et les déformations verticales.

2. Pour réaliser un nivellement de précision, les méthodes les plus utilisées pour déterminer les différences de niveau supplémentaires, en terrain, sont les suivantes :

1. Détermination de la différence de niveau avec un seul appareil et une seule lecture sur une seule échelle de la mire, soit dans les deux directions (aller—retour), soit dans une seule direction, mais avec deux ou plusieurs horizons.

2. Détermination de la différence de niveau avec un seul appareil et une seule lecture sur les deux échelles de la mire, dans une seule direction.

3. Détermination de la différence de niveau avec un seul appareil et une seule lecture sur les deux échelles de la mire, dans les deux directions (aller—retour) ou dans une direction, avec deux horizons de l'appareil.

4. Détermination de la différence de niveau avec un seul appareil et une seule lecture sur les deux échelles de la mire et sur deux lignes de nivellement (gauche et droite), dans les deux directions (aller—retour), ou dans une seule direction, mais avec deux horizons de l'appareil.

L'utilisation de l'un de ces procédé est étroitement liée à la précision avec laquelle on doit assurer la différence de niveau mesurée sur terrain

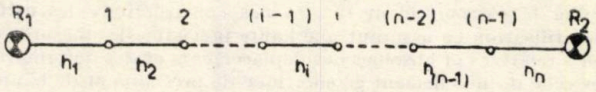


Fig. 1

Dans le cheminement de nivellement géométrique de milieu, appuyé sur les repères fixes R_1 et R_2 (Fig. 1), le déplacement vertical de la marque de tassement i, $(i=1, 2,...,n-1)$, dans le cycle d'observation t, $(t=2, 3,...,N)$, est donné par

$$\pm\Delta H_{i,t}=H_{i,t}-H_{i,0}, \tag{1}$$

où : $H_{i,0}$ — cote de la marque du cycle initial ; $H_{i,t}$ — cote de la même marque du cycle d'observation t.

L'erreur moyenne quadratique du déplacement vertical du point considéré est

$$m_{\Delta H_i,t}=\sqrt{m^2_{H_i,t}+m^2_{H_i,0}}. \tag{2}$$

Compte tenu que les cotes de la marque de vise sont déterminées avec des précisions presque égales ($m_{H_i,0}\approx m_{H_i,t}\approx m_{H_i}$), la formule (2) devient

$$m_{\Delta H_i,t}=m_{\Delta H_i}\approx\sqrt{m^2_{H_i}+m^2_{H_i}}\approx m_{H_i}\sqrt{2}. \tag{3}$$

Dans le cas du cheminement de nivellement géométrique de milieu, appuyé sur des repères fixes avec des cotes connues, l'erreur moyenne quadratique de la cote du point de contrôle i est exprimée par

(4) $$m_{H_i}=\frac{m_h}{\sqrt{p_i}},$$

où : m_h — l'erreur moyenne quadratique de la différence de niveau déterminée dans un point de station ; p_i—le poids de la marque de tassement considérée, ayant l'expression

(5) $$p_i=\frac{n}{n_i(n-n_i)},$$

avec : n—le nombre total des stations ; n_i—le nombre des stations situées entre la marque de tassement i et la repère fixe initial d'appui.

Après l'introduction de l'expression (4) dans (3) on obtient pour l'erreur moyenne quadratique du déplacement vertical l'expression

(6) $$m_{\Delta H_i}=\pm\frac{\sqrt{2}m_h}{\sqrt{p_i}}=\pm m_h\sqrt{\frac{2n_i(n-n_i)}{n}}.$$

3. Pour chaque construction étudiée on impose par avance la précision de la détermination des déplacements verticals, pour la marque de tassement qui est la plus affectée par la déplacement. On peut se demander quelle doit être la précision avec laquelle on va mesurer en terrain les différences de niveau entre les points afin que le déplacement vertical dans le point le plus affecté soit déterminé avec une précision plus grande que celle imposée. Pour répondre à cette question on va procéder comme il suit.

À l'aide de la relation (6) on exprime l'erreur moyenne quadratique de la différence de niveau

(7) $$m_h=\pm m_{\Delta H_i}\sqrt{\frac{n}{2n_i(n-n_i)}}.$$

Pour le barrage de poids représenté dans la Fig. 2, le point de contrôle le plus affecté par le déplacement sera P_5. Si l'on suppose que l'erreur imposée pour la détermination du déplacement vertical est $m_{\Delta H_5}=\pm 0{,}3$ mm, pour un nombre total de stations $n=20$ et pour un nombre $n_5=10$ stations jusqu'au point P_5, il en résulte pour l'erreur de la différence de niveau la valeur

$P_1, P_2, \ldots, P_{18}$—les points de contrôle;
R_1, R_2, R_3—les repères fixes;
r_1, r_2, r_3, r_4—les repères de travail.

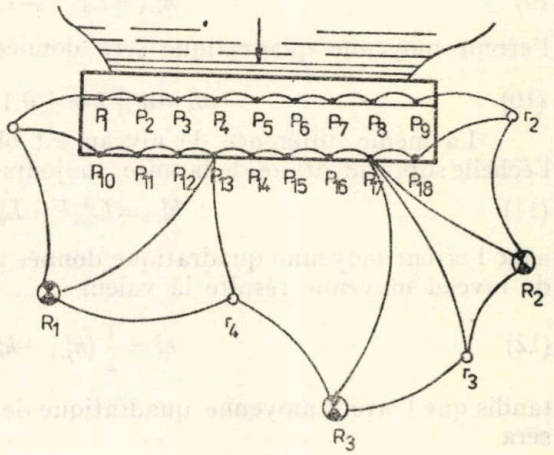


Fig. 2

$$m_h = \pm 0{,}3\sqrt{20/2.10(20-10)} = \pm 0{,}094 \approx \pm 0{,}100 \text{ mm.}$$

Donc, pour obtenir le déplacement vertical dans le point P_5, le plus affecté, avec une erreur moyenne quadratique $m_{\Delta H_5} = \pm 0{,}3$ mm, il est nécessaire que la différence de niveau en station soit déterminée avec une précision qui dépasse 0,10 mm. Puis on analyse dans quelles conditions on peut satisfaire les exigences formulées ; on peut les satisfaire en fonction des erreurs des instruments de mesure. Ainsi, pour le niveau Zeiss KONI 007 et une vise de 20 m, les erreures des instruments de mesure sont données dans le Tableau 1.

Tableau 1

Les erreurs des instruments de mesure

No.	Erreurs moyennes quadratiques instrumentales	Erreur mm
1	Erreur d'horizontalisation de l'axe de vise (m_{or})	0,025
2	Erreur de gravage des fils réticulaires (m_f)	0,030
3	Erreur de lecture sur le tambour (m_t)	0,025
4	Erreur de la mise au point sur la mire (m_p)	0,030
5	Erreur de division de la mire en métal invar (m_d)	0,040
6	Erreur de nonperpendicularité de la semelle sur l'axe longitudinal de la mire en métal invar (m_l)	0,025
7	Erreur de lecture due à l'inclinaison de la mire en métal invar (m_i)	0,100

À l'aide des erreurs mentionnées ci-dessus on obtient l'erreur moyenne quadratique d'une lecture sur la mire en métal invar, à savoir

$$m_c = \pm\sqrt{m_{or}^2 + m_f^2 + m_t^2 + m_p^2 + m_d^2 + m_l^2 + m_i^2} = \pm 0{,}12 \text{ mm.} \tag{8}$$

Ayant en vue que la différence de niveau entre deux marques de tassement, calculée à l'aide des lectures sur l'échelle de base de la mire, du premier horizon, est

$$h_{i,1}^I = L_{0,1}^{(i-1)} - L_{0,1}^{(i)}, \tag{9}$$

l'erreur moyenne quadratique sera donnée par

$$m_h' = m_c\sqrt{2} = \pm 0{,}17 \text{ mm.} \tag{10}$$

La même différence de niveau est obtenue à l'aide des lectures sur l'échelle supplémentaire de la mire, toujours du premier horizon de l'appareil

$$h_{i,2}^I = L_{0,2}^{(i-1)} - L_{0,2}^{(i)}, \tag{11}$$

avec l'erreur moyenne quadratique donnée aussi par (10). Pour la différence de niveau moyenne résulte la valeur

$$h_i^I = \frac{1}{2}(h_{i,1}^I + h_{i,2}^I) \tag{12}$$

tandis que l'erreur moyenne quadratique de la différence de niveau moyenne sera

(13) $$m''_h = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} m'_h = \pm m_c = \pm 0{,}12 \text{ mm},$$

c'est-à-dire est égale à l'erreur de lecture permise.

Parce que l'erreur moyenne quadratique de la différence de niveau, mesurée avec un seul horizon de l'appareil, est supérieure à l'erreur établie par le calcul ($\pm 0{,}12$ mm $> \pm 0{,}10$ mm), en vue d'acroître la précision de la mesure de la différence de niveau il s'avère nécessaire d'utiliser aussi le deuxième horizon de l'appareil. Dans cette situation la différence de niveau va être calculée comme moyenne arithmétique des différences de niveau déterminées avec les deux horizons de l'appareil

(14) $$h_i = \frac{1}{2}(h_i^I + h_i^{II}).$$

L'erreur moyenne quadratique de cette différence de niveau moyenne résulte

(15) $$m_h = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} m''_h = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} m_c = \pm 0{,}08 \text{ mm}.$$

Cette fois l'erreur de la différence de niveau est inférieure à celle établie ($\pm 0{,}08 < \pm 0{,}10$ mm), ce qui permet d'obtenir le déplacement vertical dans le point le plus faible, avec une précision de $\pm$ 0,3 mm.

4. Finalement, pour assurer une précision correspondante la mesure de la différence de niveau dans chaque point de station se réduit aux différences suivantes :

1. La différence entre les grandeurs des différences de niveau calculées à l'aide des lectures sur les deux échelles de la mire en métal invar, dans un horizon de l'appareil

(16) $$d_1 = h^I_{\text{base}} - h^I_{\text{supplémentaire}}$$

ne doit pas être obtenue avec une erreur supérieure à

(17) $$m_{d_1} = \pm \sqrt{(m_c\sqrt{2})^2 + (m_c\sqrt{2})^2} = \pm 2m_c \approx \pm 0{,}25 \text{ mm}.$$

Vu que une division du tambour est de 0,05 mm, il signifie que l'erreur acceptée va correspondre à cinq divisions du tambour (0,25 : 0,05=5 divisions).

2. La différence entre les grandeurs des différences de niveau mesurées avec les deux horizons de l'appareil

(18) $$d_2 = h^I - h^{II}$$

ne doit pas être obtenue avec une erreur supérieure à

(19) $$m_{d_2} = \pm \sqrt{m_c^2 + m_c^2} = \pm m_c\sqrt{2} \approx \pm 20 \text{ mm}.$$

Cette erreur correspond a trois divisions du tambour.

Dans les deux situations, si les différences sont supérieures à celles calculées, on doit répéter toutes les mesures dans la station respective.

5. En vue d'obtenir une précision correspondante, il faut aussi respecter les conditions suivantes qui résultent de l'étude des erreurs :

1. La différence entre les longueurs des vises dans chaque station ne doit pas dépasser 0,3 m.

2. Les différences de niveau mesurées dans chaque station ne doivent pas dépasser 0,8 m, ce qu'on peut réaliser aisément en fixant les marques de tassement environ au même niveau.

3. L'hauteur de la vise au-dessus des obstacles ne doit pas être inférieure à 0,5...0,8 m et la mire ne doit pas être visée à une hauteur inférieure a 0,45 m. Les deux conditions ci-dessus s'obtiennent aisément en fixant les points observés dans le voisinage de l'horizon de l'appareil dans chaque station.

4. Les mires doivent être placées sur point d'un tel façon que la distance entre le point et l'axe longitudinal de la mire en métal invar ne dépasse pas 3 mm. Dans ce but les niveaux doivent avoir un support avec une extrémité située sur le prolongement de l'axe du mire en métal invar.

5. Pendant les mesures de nivel on doit garder la même mire dans un point et utiliser la même paire de mires durant chaque cycle d'observations.

6. En conclusion, le procédé qui permet d'établir par anticipation la précision des exécutions sur le terrain des mesures de nivellement géométrique répresente un élément de la plus grande importance pour obtenir les valeurs les plus probables des déplacements et des déformations verticales des constructions étudiées, qui vont servir à estimer l'état des efforts et des déformations durant l'exploitation sûre des constructions.

En comparant les valeurs post-calculées des erreurs des déplacements et des déformations verticales avec celles imposées par avance pour chaque cas en partie, on peut apprécier la justesse de l'établissement de la précision avec laquelle on doit conduire les mesures en terrain, pour tous les cycles d'observations.

Reçue le 31 avril 1986

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions Hydrotechniques, Topographie et Dessin

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *Topografie pentru construcţii hidrotehnice.* Inst. polit., Iaşi, 1981.
2. Брайт И. П., *Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений.* М., 1965.
3. Пискунов М. Е., *Методика геодезических наблюдений за деформациями сооружений.* М., 1980.

STUDIUL ANTICIPAT AL PRECIZIEI NIVELMENTULUI GEOMETRIC EXECUTAT ÎN SCOPUL DETERMINĂRII DEPLASĂRILOR ŞI DEFORMAŢIILOR VERTICALE ALE CONSTRUCŢIILOR CERCETATE

(Rezumat)

Se prezintă un model de studiere anticipată a preciziei cu care trebuie efectuate pe teren măsurătorile de nivelment geometric de precizie înaltă, în scopul determinării celor mai probabile mărimi ale deplasărilor şi deformaţiilor verticale ale construcţiilor cercetate. Pe baza preciziei impuse la determinarea deplasărilor şi deformaţiilor verticale pentru fiecare gen de construcţie, în punctul cel mai slab al drumuirilor de nivelment geometric de mijloc, funcţie de erorile instrumentale, se stabileşte precizia cu care trebuie măsurate pe teren diferenţele de nivel, ca şi procedeul de măsurare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 691.3

L'ANALYSE DE QUELQUES FACTEURS COMPOSANTS QUI INFLUENCENT SUR LE COMPORTEMENT DU BÉTON À LA CORROSION

PAR

MIRCEA RUJANU et ALINA GORINCIOIU

1. Considérations generales sur la stabilité à la corrosion du béton

Dans les conditions actuelles l'acroissement et la diversification de l'agressivité des ambiances naturelles et industrielles où l'on utilise les éléments de construction en béton imposent la connaissance de tous les facteurs qui peuvent exercer une certaine influence sur la corrosion chimique du béton et prendre des mesures nécessaires pour réaliser des bétons plus durables.

De la multitude des facteurs qui interviennent dans les processus de détérioration physico-chimique du béton, les facteurs internes attachés à la structure macro- et microscopique du béton et les facteurs externes (la nature, la concentration, la température et la pression de l'agent chimique agressif) présentent un intêret particulier.

L'agressivité des facteurs externes se manifeste d'abord sur la pierre de ciment de béton dont la structure est dispersée — poreuse.

La présence des micropores, des pores et des fissures dans la pierre de ciment, ainsi que la collaboration de la zone de contact liant—agrégat en béton, affecte tant le comportement de ce liant—agrégat aux sollicitations mécaniques ainsi que les effets des agents physico-mécaniques.

La durabilité du béton est influencée par l'évolution de sa structure interne car, en temps, le volume ainsi que les dimensions des pores de la pierre du ciment se modifient.

L'utilisation des ciments spéciaux, résistants à la corrosion, n'est pas suffisante pour assurer la durabilité du béton si on ne réalise pas une structure plus compacte et plus stabile en temps.

Le système des pores de la pierre de ciment exerce une influence sur le comportement du béton à la corrosion par la porosité, en apparence par la distribution dimensionnelle et leurs orientation dans l'éspace.

Ces caractéristiques de la structure interne dépendent de la nature chimico-minéralogique et la finesse du ciment, de son degré de hydratation, de la composition du béton et de la manière de mise en oeuvre. En actionnant sur tous ces facteurs on peut réaliser une structure compacte et résistante à la corrosion.

Dans ce qui suit on poursuit l'influence des deux facteurs composants ; le dosage de liant et le rapport eau/ciment (E/C) sur la compacité et sur les résistances mécaniques des quelques microbétons en vue d'établir une recette capable à assurer une résistance augmentée à la corrosion.

2. L'influence du dosage de liant

Le dosage de liant influence tant la compacité de la pierre de ciment que celle du béton.

La compacité maximale est assurée à un dosage optimum, capable d'englober intégralement les agrégats, remplir les cavités parmi les granules et assurer l'adhésion liant—agrégat. L'augmentation du dosage au délà de la valeur optimum favorise la contraction et la microfissuration de la pierre du ciment et réduit la compacité.

3. L'influence du rapport eau/ciment (E/C)

La quantité d'eau du béton, exprimée par la rapport eau/ciment (E/C), exerce une influence sur les caractéristiques du béton frais, en principe sur l'ouvrabilité et la structure du béton renforcé.

La variation du rapport eau/ciment (E/C) détermine des modifications de la structure de la pierre du ciment, de sa compacité et homogénéité tandis qu'à l'échelle microscopique la distribution, la forme et les dimensions des pores se modifient.

On sait que pour le rapport eau/ciment (E/C) il y a aussi une valeur optimum qui assure une bonne cohésion et une bonne ouvrabilité du béton frais, une compacité satisfaisante sans ségrégations. Les rapports eau/ciment (E/C) situées au dessous de la valeur optimum diminuent la cohésion des composants du béton frais qu'on peut compacter difficilement tandis que des valeurs plus grandes du rapport eau/ciment (E/C) favorisent la ségrégation et la stratification.

Dans les deux situations il en résulte une structure poreuse à des petites résistances mécaniques et à une perméabilité élevée.

Des études détaillées [4] indiquent que la modification du rapport eau/ciment (E/C) produit des transformations dans la structure et la proportion des composants géliques et cristallins de la pierre du ciment, avec des conséquences directes sur les propriétés physico-mécaniques dont dépend la durabilité du beton.

Au fur et à mesure que le rapport eau/ciment (E/C) augmente, la porosité totale du béton augmente elle aussi et en particulier augmente la proportion des pores capillaires au détriment de la porosité gélique, ce qui exerce une influence négative sur la perméabilité et les résistances mécaniques.

La relation établie entre le rapport gel/espace et le rapport eau/ciment (E/C), [2] a permis de constater que pour un rapport $E/C=0{,}4$, la porosité capillaire est pratiquement négligeable tandis que la perméabilité et les résistances mécaniques du béton sont beaucoup améliorées.

La valeur optimum du rapport eau/ciment (E/C) doit être établie en corrélation avec la nature, la forme et l'état des surfaces des granules d'agrégat dont il dépend.

4. Conditions d'expérimentation

Dans l'étude effectuée on a expérimenté trois recettes du microbéton : R I, R II, R III, avec des dosages du liant exprimés par le rapport ciment/sable en variant entre 0,75 : 3 et 2 : 3 (Tableau 1) pour établir la valeur optimum du dosage et du rapport eau/ciment (E/C).

Tableau 1

Recette	La composition du mortier		La consistance du mortier frais cm	Déterminations après 28 jours				Déterminations après 90 jours			
	rapport ciment/sable	rapport eau/ciment		ρ_a kg/m³	P_a %	P_t %	C %	ρ_a kg/m³	P_t %	C %	
R I	0,75 : 3	0,64	5	2 044	15,95	22	78	2 068	21,0	79,0	
R II	1 : 3	0,53	5	2 088	16,11	19	81	2 163	17,7	82,3	
R III	2 : 3	0,35	5	2 114	16,88	19	81	2 367	10,8	89,2	

P_a — la porosité apparente ; P_t — la porosité totale ; ρ_a — la densité apparente ; E/C — le rapport eau/ciment ; C/S — le rapport ciment/sable ; $C\%$ — la compacité.

On a utilisé un ciment Pa35, sans caractéristiques spéciales de résistance à la corrosion, en poursuivant à assurer la stabilité à la corrosion uniquement par la réalisation d'une structure interne conformément à une compacité maximale.

Comme agrégat on a utilisé un sable quartzeux poligranulaire à quatre fractions.

Des microbétons réalisés avec les trois recettes (R I, R II, R III) on a confectionné des épreuves prismatiques ayant les dimensions : $40 \times 40 \times 160$ mm, qui ont été maintenues dans l'eau potable jusqu'à la détermination des caractéristiques physiques (la densité, la porosité totale et en apparence, la compacité) et des résistances mécaniques (Fig. 1 et 2).

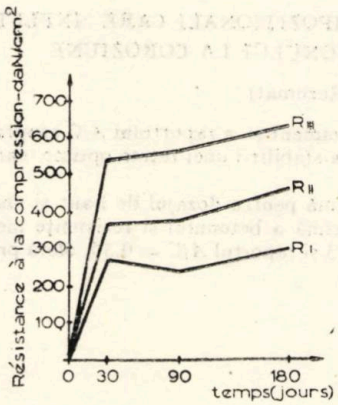


Fig. 1. — Les résistances à la compression des épreuves confectionnées conformément aux recettes adoptées.

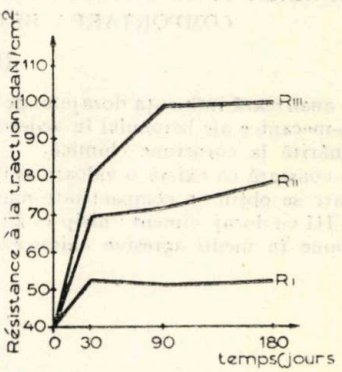


Fig. 2. — Les résistances à la traction des épreuves confectionnées conformément aux recettes adoptées.

Les essais se sont réalisés aux termes de 28, 90 et respectivement 180 jours. Pour déterminer la porosité on a utilisé la méthode indiquée par le STAS 6 200/11-82.

5. Conclusions

1. Des trois recettes expérimentées, en ayant des dosages de ciment et des rapports eau/ciment (E/C) variables, la recette R III, avec un rapport ciment/sable = 0,75/3 et un rapport eau/ciment = 0,35, a eu le meilleur comportement tant sous l'aspect des caractéristiques physiques que des résistances mécaniques.

2. La composition de la recette R III a assuré les plus grandes compacités pour 28 jours et aussi pour 90 jours quand la compacité est arrivée à 89,2%.

3. La recette R I a déterminé une augmentation réduite en temps de la compacité et de la densité ce qui indique que l'évolution de la structure de la pierre de ciment ne sera favorable à la durabilité du béton en cas d'une exposition dans des milieux agressifs.

Reçue le 22 mai 1985

Institut Polytechnique, Jassy, Chaire de Béton armé et des Matériaux de Construction

BIBLIOGRAPHIE

1. Neville A. M., *Proprietăţile betonului* (traduit de l'anglais). Ed. Tehn., Buc., 1979.
2. Teoreanu I., Moldovan V., Nicolescu L., *Durabilitatea betonului*. Ed. Tehn., Buc., 1982
3. Avram C. ş.a., *Rezistenţele şi deformaţiile betonului*. Ed. Tehn., Buc., 1971.
4. Москвин В. М., Иванов Ф. М., Алексеев И. М., Гузеев А., *Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты*. Стройиздат, М., 1980.

ANALIZA UNOR FACTORI COMPOZIŢIONALI CARE INFLUENŢEAZĂ COMPORTAREA BETONULUI LA COROZIUNE

(Rezumat)

Se analizează influenţa dozajului de ciment şi a raportului A/C asupra unor caracteristici fizico-mecanice ale betonului în vederea stabilirii unei reţete optime, care să asigure o stabilitate mărită la coroziune chimică.

Se constată că există o valoare optimă pentru dozajul de liant şi una pentru raportul A/C la care se obţine o compactitate maximă a betonului şi rezistenţe mecanice superioare. Reţeta R III cu dozaj ciment : nisip = 2 : 3 şi raportul A/C = 0,35, oferă premisele unei comportări bune în medii agresive chimice.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 628.2

MAXIMAL FLOW THROUGH THE SEWAGE SYSTEM AS A FUNCTION OF THE PROBABILITY

BY

Z. VUKELIĆ

1. Introduction

The determination of the maximal flow through the sewage system is used for defining dimensions of the drain pipes which take away the water of the many sanitary installations with periodical or continuous function.

This paper is concerned with the installation which has sanitary gadgets with periodical use. One can say that is a case with the majority sanitaries and many pouring places. In that case the pipes can not be dimensioned for a flow which is identical to the total drain, more exactly, their flows, like the case when all of them are in function continuously at the same time.

The problem could be solved by determining the maximal flow which, in fact, from an other viewpoint is minimal to be issued for the observed pipe and in the same time the total installation to function well.

Obviously we must reach a compromise between the correct function of some sewage system and the economic factor if the third condition — the static safety — which is always present, is optimally solved.

When we study the greatest flow of the periodical sanitaries it has to be used the theory of probability of their simultaneous work, and the total work of the sewage system will be observed in conditions of an unstationary flow with free water mirror and possibility of sewage system for a retention. In this case it will only be examined the application of the probability for a determination of discharge for the domestic sewage because the volume of domestic sewage is usually about 80 percent of the total sewage one.

2. Extraction of Function Probability

Usually, when we estimate the flow of sewage system, first of all we observe the inhabitant. But, there are some opinions that the inhabitant could be substitued by the household, because we mostly know its limits and at the same time the people who live in the household are most common category of users of water and sewerage facilities. Besides that appartments or houses as objects by their installations present certain duration and stability.

The maximal discharge, like we said before, in fact, is anticipated to be a product of some common coefficient and a middle discharge. Due to the theory of probability the common coefficient of unequality is a coefficient of the top.

Due to the mathematical view the discharge of used water in one household is an accidental process :

$$T=24\frac{q_a}{q_m}, \tag{1}$$

where : q_a—average discharge of one household, [m³/s], q_m—maximal discharge of one household, [m³/s] and T—everyday time when whichever household accidentally chosen pours out water, [hours].

The probability that will be catched to pour out water is :

$$p=\frac{T}{24}. \tag{2}$$

That means that the probability of one household is equal to :

$$p=\frac{T}{24}=\frac{q_a}{q_m}. \tag{3}$$

The probable number of more households which in that moment pour out water is :

$$k=np=n\frac{q_a}{q_m}, \tag{4}$$

where n—number of the total households.

Meanwhile, in the reality, the number of households which effectivelly pour out water in the given moment seldom will be equal to the probable number (np). There will always certain deviation — positive or negative. Subject of interest is in this case the positive deviation because we estimate the maximal discharge. The probable number (k) including the possible deviation will be equalized to the following expression :

$$k=np+r, \tag{5}$$

where r—absolute deviation.

Due to the positive deviation it is evident that the Gaussian law of distribution may be applied. Regarding the approximations those allow to go from combinations to some of the distribution law the number k must be 30 at least. If the number k is 100 and more, the law gets considerable presize.

Relationship between the absolute deviation (r) and the reduce deviation (t) is given by the pattern :

$$t=\frac{r}{(2npq)^{1/2}}=\frac{k-np}{(2npq)^{1/2}}, \tag{6}$$

$$q=1-p. \tag{7}$$

The probability of the sewage use may be expressed by the following pattern :

$$P(a \leqslant k \leqslant b) = \frac{1}{(2\bar{u})^{1/2}} \int_{\frac{a-np}{(2npq)^{1/2}}}^{\frac{b-np}{(2bnpq)^{1/2}}} e^{-t^2/2}\, dt. \tag{8}$$

The reduced or standardized deviation may be determined by the following law of distribution :

$$F_t = \frac{1}{(2\bar{u})^{1/2}} \int_{-\infty}^{t} e^{-t^2/2}\, dt. \tag{9}$$

If Q_n is the maximal discharge of some amount of n households, we come to the result as follows :

$$\begin{aligned} Q_n &= kq_m = (np + r)q_m = nq_a + rq_m = nq_a + q_m t(2npq)^{1/2} = \\ &= nq_a + t\left[2n\frac{q_a}{q_m}\left(1 - \frac{q_a}{q_m}\right)q_m^2\right]^{1/2} = q_a\left\{n + t\left[2n\left(\frac{q_m}{q_a} - 1\right)\right]^{1/2}\right\}. \end{aligned} \tag{10}$$

3. Study of Parameters

Maximal flow of the standard water meter of 3 m³/hour may be given to the maximal discharge of one household :

$$q_m = 0.00083 \text{ m}^3/\text{s}. \tag{11}$$

The average discharge of one household may be :

$$q_a = \frac{4 \times 0.300}{24 \times 3\,600} = 0.000014 \text{ m}^3/\text{s}, \tag{12}$$

where the quantity of 1.200 m³ a day per a household is divided by four (0.300—average number of household's members), what approximately is the average consumption of water for our cities and conditions where our people live.

The reduce deviation (t) depends on the quality of function of the sewage system. As to the defining the value of the standardized variable (t) we can use the Table 1 which gives the value $F(t)$ and by the known (t) to define the value of the deviation (r).

The quality of the function of the sewage system may be evaluated as :

$F(t) = 0.95...1$—high quality ;

$F(t) = 0.85...0.95$—satisfactory quality ;

$F(t) = 0.80...0.85$—moderate quality.

On the basis of those analyses the accepted parameters may be :

$q_m = 0.00083$ m³/s, $q_a = 0.000014$ m³/s, $t = 3.00$

and Eqs. (17) may get the form :

Table 1

Values of the Reduced Deviation (t)

t	$F(i)$	$1-F(t)$	$0.5[1-F(t)]$	Incomplete probability, [%]
1.30	0.9032	0.0968	0.0484	4.84
1.40	0.9192	0.0808	0.0404	4.04
1.50	0.9392	0.0668	0.0334	3.34
1.60	0.9452	0.0548	0.0274	2.74
1.70	0.9554	0.0446	0.0223	2.23
1.80	0.9641	0.0359	0.0179	1.79
1.90	0.9713	0.0287	0.0143	1.43
2.00	0.9772	0.0228	0.0114	1.14
3.00	0.9986	0.0014	0.0007	0.07
3.80	0.9999	0.0001	0.00005	0.005
3.90	1.0000	0.0000	0.0000	0.00

$$(13)\qquad Q_n=0.000014\ n\left(1+\frac{32.40}{n^{1/2}}\right),\qquad (14)\quad K_n=\frac{Q_n}{nq_a}=\left(1+\frac{32.40}{n^{1/2}}\right),$$

where K_n—common coefficient of unequality.

The extent of these formulas is practically for $n_{max}=10\,000$. For a number that is bigger the discharge may be assigned by $Q_n=0.000014n$ because the coefficient of unequality is not important in that case.

```
C     DISCHARGE
      DO 20 N=100, 10 000, 100
      Q=1.4E-6*(1+32.4/SQRT(N))*N
      WRITE(6, 15)N, Q
15    FORMAT (5X, I7, 8X, E 8.6)
20    CONTINUE
      STOP
      END
```

```
C     COEFFICIENT
      DO 20 N=100, 10 000, 100
      K= 1+32.4/SQRT(N)
      WRITE (6,15) N, K
15    FORMAT (5X, I7, 8X, E 3.2)
20    CONTINUE
      STOP
      END
```

4. Conclusions

It has been demonstrated that these analyses may give certain contribution to the analyses of maximal flow through the such systems. It is also of interest to say that the developed function given by Eqs. (10) may be used with succes for the determination of necessary quantity of water at the dimensioning of the sewage systems.

List of Symbols

K_n – common coefficient of the unequality of sewage use;
k – probable number of households;
n – number of households;
p – probability of one household;
P – total probability;
Q_n – total discharge of used water, [m^3/s];
q_a – average discharge of one household, [m^3/s];
q_m – maximal discharge of one household, [m^3/s];
r – absolute deviation;
T – observed time of inputs in the sewage, [hours];
t – reduced deviation.

Received, June 20, 1985

University of Kosovo, Prishtina, Yugoslavia

REFERENCES

1. Christensen B., *Residential Canals and Canal Networks: Design and Evaluation* University of Florida, Gainesville, USA, 1979.
2. Erčić Z., *Theory of Probability*, (in Serbian). Book of Civil Engineering, Belgrade, Yugoslavia, 1973.
3. Flašar A., *Technical Statistics*, (in Serbian). Book of Civil Engineering, Belgrade, Yugoslavia, 1975.
4. Mamuzić Z., *System of Combinations*, (in Serbian). Nolit., Belgrade, 1975.
5. Milojević M., *Waterworks and Sewerage*, (in Serbian). Book of Civil Engineering, Belgrade, 1980.
6. Stipanić E., *Theory of Probability and Mathematical Statistics*, (in Serbian). Book of Civil Engineering, Belgrade, Yugoslavia, 1972.
7. Tribut J., *Détermination du débit de pointe à prendre en compte pour la desserte en eau potable de petits groupements de foyers*. Technique et sciences municipales, Paris, 1969.
8. Trbojević B., *Applications of Mathematical Methods of Computations in the Civil Engineering*, (in Serbian). Book of Civil Engineering, Belgrade, Yugoslavia, 1967.
9. Vukelić Z., *Maximal Discharge of the Production Waters*, (in Serbian). Water and Sanitary Technics, Belgrade, Yugoslavia (1979).

DEBITUL MAXIM PRIN SISTEMUL DE APE UZATE CA FUNCŢIE A PROBABILITĂŢII

(Rezumat)

Se prezintă o metodă probabilistică pentru determinarea debitului de dimensionare al unui sistem de evacuare a apelor uzate menajere provenind de la instalaţii hidro-edilitare cu funcţionare nepermanentă. Se are în vedere stabilirea unor dimensiuni economice a reţelei de conducte a evacuatorului.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D C. 628.01

HEAD LOSS DETERMINATION AT HARD PVC PIPES WITH CORRUGATED WALLS

BY

EMANOIL BÂRSAN, V. VÂSCU and CONSTANŢA BÂRSAN

1. Introduction

By carrying out the hard PVC pipes on the principle of helicoidal muffle with a profile welded in the contact points there are obtained a series of technic and economic advantages in comparison with the conventional technology by extrusion, namely: a) carrying out pipes with corrugated wall in the existing installations in our country using auxiliary devices which can be realized without being imported; b) cutting down the energetic consumption at fabrication with 10%; c) cutting down the raw material consumption with 15 ... 20 %; d) metal economy at carrying out the installations of fabrication (with an extrusion nozzle can be obtained a large range of diameters).

To use them in practice there must be established a series of characteristics as: internal working pressure, annular stiffness, head loss along the pipe etc.

The head loss along the pipe represents an absolute necessary component for setting up the pumping height, when water convey is done by this procedure.

In the present work it is shown the determining way of head loss at the corrugated wall pipes with an internal unevenness of 2 mm at each 2.25 cm having internal diameters D_n=125, 150 and 300 mm, being proposed to be used at water transportation in irrigations for the first time in our country.

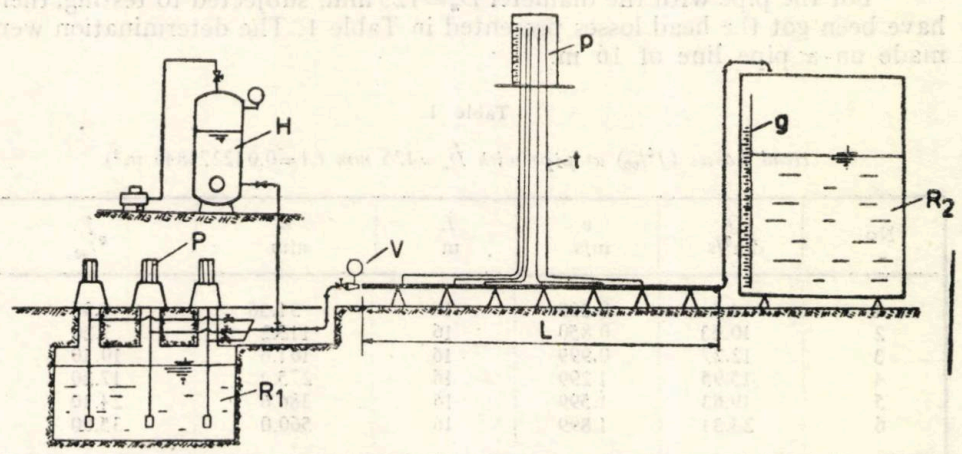


Fig. 1. — Stand for head losses determination: R_1 — suction tank for pumps; R_2 — tank of 120 m³; H — hydrophore installation; P — pumps; V — regulating valve of the flow rate; t — piezometric tubes; p — board for lecture of piezometric level; g — graded rod for measuring the stored volumes in tank R_2; L — space for the head losses determination.

2. Stand for Head Loss Determination

For head loss determination it was used the installation from Fig. 1. It consists of the following parts : a) a pump station equipped with three pumps of type DV3-35 (Q=0.4...0.69 m³/h each of them ; H=6.8...12 m) ; b) a hydrophore installation for attenuating the pressure fluctuation due to pumps, connected to the system before the regulating valve of the flow rate ; c) regulating valve of the flow rate ; d) space for setting up the pipe in order to determine the head loss (L = 22 m) ; e) vertical pipe connecting the testing pipe with the tank of 120 m³ ; f) tank of 120 m³ with a graded rod for measuring the stored volumes ; g) water intakes connected to piezometer tubes for determining head loss.

3. Working Conditions

The PVC pipe is set up on the stand between the regulating valve of the flow rate and the vertical connecting pipe with the tank of 120 m³ capacity, by means of some adaptors (Fig. 1).

By regulating the upstream valve different flows are passed throught the PVC pipes which are established by measuring the stored volumes in the calibrated tank of 120 m³ in a certain period of time.

When the water pressure becomes steady in the inlet pipe (checked up with the inlet manometer) it is measured the difference of piezometric head (h) at the piezometric tubes, set up at the ends pipe line subjected to the head loss determination (L=20 m for the tubes with D_n=300 mm and L=16 m for the tubes with D_n=125 and 150 mm).

4. Obtained Results

For the pipe with the diameter D_n=125 mm, subjected to testing, there have been got the head losses presented in Table 1. The determination were made on a pipe line of 16 m.

Table 1

Head Losses (J‰) *at pipe with* D_n=125 *mm* (A=0.012271846 m²)

No.	Q dm³/s	v m/s	L m	h mm	J ‰
1	4.9	0.399	16	31.36	1.96
2	10.43	0.850	16	115.2	7.20
3	12.27	0.999	16	161.6	10.10
4	15.95	1.299	16	275.2	17.20
5	19.63	1.599	16	386.6	24.10
6	23.31	1.899	16	560.0	35.00

For the pipe with the diameter D_n=150 mm, subjected to testing, there have been got the following head losses at pipe line of 16 m (Table 2).

Table 2

Head Losses (J‰) at Pipe with $D_n = 150$ mm ($A = 0.017671458$ m²)

No.	Q dm³/s	v m/s	L m	h mm	J ‰
1	5.5	0.331	16	18	1.126
2	12.2	0.690	16	70	4.375
3	14.3	0.809	16	105	6.562
4	17.2	0.973	16	138	8.625
5	20.8	1.177	16	196	12.250
6	25.0	1.414	16	300	18.750

For the pipe with $D_n = 300$ mm, subjected to testing, the head losses at pipe line of 20 m are given in Table 3.

Table 3

Head Losses (J‰) at Pipe with $D_n = 300$ mm ($A = 0.070685834$ m²)

No.	Q dm³/s	v m/s	L m	h mm	J ‰
1	31	0.438	20	16	0.8
2	39.9	0.564	20	25	1.56
3	70.2	0.993	20	83	4.15
4	90.2	1.276	20	90	5.62
5	100.0	1.414	20	127	6.35
6	125.0	1.768	20	200	12.56
7	132.0	1.867	20	270	13.50
8	157.0	2.220	20	410	20.50
9	170.0	2.405	20	500	25.00

Examining the presented data in Tables 1...3 together with the diagram from the Fig. 5.58 of the work [1] and the tables of head losses in pipes for diameters $D_n = 125$, 150 and 300 mm at the page 1 056 from work [2] it is found that there can be calculated the head losses in pipes mentioned above with Darcy—Weissbach formula using an absolut roughness coefficient $k = 0.25$ mm for establishing the friction factor λ given by Prandtl—Colebrook—White equation. Thus:

(1) $$h = \frac{\lambda L}{D_n} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

or

(2) $$j = \frac{\lambda}{D_n} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

where: h is the head loss on the considered pipe line, [m]; v—average velocity on the pipe line with diameter D_n; L—length of the pipe line

along which the head losses h are calculated, [m]; $j=h/L$ the piezometric gradient; λ — Darcy—Weissbach's friction factor which is calculated with Prandtl—Colebrook—White equation.

Prandtl—Colebrook—White equation is of the form:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{k}{3{\cdot}7D_n} + \frac{2{\cdot}51}{\mathcal{R}e\sqrt{\lambda}}\right), \tag{3}$$

where: $\mathcal{R}e$ is Reynolds number; k — the absolut roughness coefficient of the pipe wall, [mm].

The head losses J in m WC (water column) per m of pipe for the hard PVC pipes with corrugated wall of $D_n=125$, 150 and 300 mm are given in Table 4.

Table 4

Head Losses, J, [m WC per m] *for Hard PVC Pipes with Corrugated Wall of* $D_n = 125$, 150 *and 300 mm* ($k=0.25$ *mm*)

Average velocity m/s	Pipe diameter $D_n=125$ mm		Pipe diameter $D_n=150$ mm		Pipe diameter $D_n=300$ mm	
	Q, [dm³/s]	J	Q, [dm³/s]	J	Q, [dm³/s]	J
0.2	2.4544	0.000509	3.5343	0.000404	14.1372	0.000169
0.4	4.9088	0.001803	7.0686	0.001429	28.2744	0.000602
0.6	7.3632	0.003797	10.602	0.003027	42.4116	0.001281
0.8	9.8176	0.006509	14.1372	0.005175	56.5488	0.002199
1.0	12.2720	0.009891	17.6715	0.007864	70.6860	0.003349
1.2	14.7264	0.013222	21.2058	0.011891	84.8232	0.004741
1.4	17.1808	0.018709	24.7401	0.014848	98.9604	0.006357
1.6	19.6352	0.024100	28.2744	0.019169	113.0976	0.008191
1.8	22.0896	0.030137	31.8087	0.024028	127.2348	0.010276
2.0	24.5440	0.036846	35.3430	0.029426	141.3720	0.012573
2.2	26.9984	0.044255	38.8772	0.035378	155.5092	0.015100
2.4	29.4538	0.052453	42.4115	0.041888	169.6464	0.017871

5. Conclusions

For establishing the head losses at hard PVC pipe with variable annular stiffnes there have been tested the pipes with diametres $D_n=125$, 150 and 300 mm existing in fabrication.

The head losses determination at pipes with $D_n=125$ and 150 mm was carried out pipe lines of 16 m length; the head losses determination at pipes with $D_n=300$ mm was carried out at pipe lines of 20 m length.

The head losses determination made on the stand of Fig. 1 have shown that the pipe carried out from hard PVC with variable annular stiffness having an internal uneveness of 2 mm at each 2.25 cm have an absolute roughness coefficient $k=0.25$ mm.

The head losses are established with Darcy—Weissbach formula (1), (2) using the Prandtl—Colebrook—White equation (3) with $k=0.25$ mm.

In the Table 4 there are given for those three types of pipes the head losses according to the flow rate and the average velocity in m WC per m of pipe.

Received, April 7, 1986

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulic
Constructions and Installations

REFERENCES

1. Trofin P., *Alimentări cu apă.* EDP, Buc., 1983.
2. Degrémont, *Mémento technique de l'eau.* Paris, 1978.

DETERMINAREA PIERDERILOR DE SARCINĂ LA ȚEVILE DIN PVS DUR CU PERETE PROFILAT

(Rezumat)

Prin realizarea țevilor din PVC dur pe principiul înfășurării elicoidale a unui profil și sudării în punctele de contact se obțin o serie de avantaje tehnico-economice față de tehnologia convențională prin extrudere cum ar fi: realizarea țevilor cu perete profilat cu instalațiile existente în țară folosind dispozitive auxiliare care se pot produce fără importuri ; reducerea consumului energetic la fabricare cu 10% ; reducerea consumului de materie primă cu 15... 20% ; economie de metal la realizarea instalațiilor de fabricare (cu o duză de extrudere se pot realiza o gamă largă de diametre) etc.

Pentru utilizarea lor în practică trebuie stabilite o serie de caracteristici printre care și pierderea de sarcină de-a lungul țevii necesară pentru stabilirea înălțimii de pompare, atunci cînd transportul apei se realizează prin acest procedeu.

Se indică modul de stabilire a pierderilor de sarcină la țevile cu perete profilat avînd o denivelare interioară de 2 mm la fiecare 2,25 cm, folosind standul din fig. 1.

În tabelul 4 sînt date pierderile de sarcină în m CA (coloană apă) pe m de conductă pentru țevile din PVC dur cu perete profilat cu D_n = 125, 150 și 300 mm.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.L. 628.1

UN MODÈLE MATHÉMATIQUE ET UN PROGRAMME DE CALCUL POUR L'ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DES RÉSEAUX RAMIFIÉS AVEC DES STATIONS DE REPOMPAGE

PAR

ŞT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU, DOBRICĂ LEU
et MAMADOU OURY BACH

1. Introduction

Dans ce qui suit on propose un modèle mathématique du fonctionnement des réseaux ramifiés avec des repompages sur les conduits de I-er et/ou de II-ème ordre et un programme de calcul automatique qui resoud les problèmes suivants :

a) la détermination de la caractéristique équivalente du réseau (C.E.R.) de distribution, jusqu'au III-ème ordre de ramification, en mettant des stations de repompage (Fig. 1 *a*), correspondant à une certaine hypothèse de fonctionnement (définie par le nombre et la position des hydrants qui fonctionnent et par les caractéristiques de charge équivalentes des repompages) ;

b) la distribution du débit et la transmission de la charge piésometrique du point d'alimentation de toutes les prises d'ordre *inferior-inferiorum* en fonctionnement et le calcul du coefficient de stabilité de celles-ci ;

c) l'évaluation du rendement hydraulique du réseau.

Le modèle mathématique et le programme de calcul automatique peuvent servir à la détermination des sollicitations $Q-H$ du réseau [1], pour le dimensionnement et l'exploitation rationelle, non seulement des stations de repompage, mais aussi du reservoir du point d'alimentation et du réseau de distribution, qui sont des problèmes fréquents dans les systèmes d'irrigation sur les terrains en pente ou avec un fonctionnement bivalent et dans les systèmes d'alimentation d'eau potable ou industrielle.

Le programme de calcul automatique, écrit en (language) BASIC, peut etre utilisé, aussi, pour des ordres de ramification du réseau plus grandes que trois.

2. Le modéle mathématique

On présente, dans ce qui suit, le modèle mathématique proposé pour resoudre les trois problèmes enoncés ci-dessus.

2.1. La caractéristique équivalente du réseau (C.E.R.)

C.E.R. exprime la dépendence du debit $Q_0^{0,1}$ en fonction de la hauteur énergétique H_0^0 dans le point d'alimentation ; pour l'expression analytique de C.E.R. nous avons proposé la relation :

$$H_0^0 = H_0^u + M_0^0 (Q_0^{0,1})^{p_0}. \tag{1}$$

Les coefficients H_0^u, M_0^0 et l'exposant de la puissance, p_0, sont déterminés par une méthode qui comprend plusieures étapes ayant à la base le modèle mathématique d'un conduit qui distribue des débits concentrés (Fig. 1, 2), modèle exposé ci-dessous.

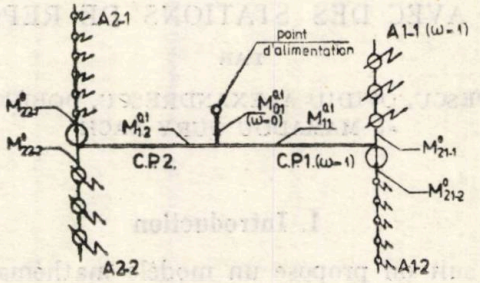


Fig. 1 — Schéma d'un réseau ramifié avec repompages ; prise d'ordre $\omega = III$, type $\mu = 1$, en fonctionnement (par exemple, hydrant avec rampe d'arrosage): prise d'ordre $\omega = III$; type $\mu = 2$ en fonctionnement (par exemple, hydrant à l'installation d'alimentation des sillons mobile): repompages (par exemple, turbopompe).

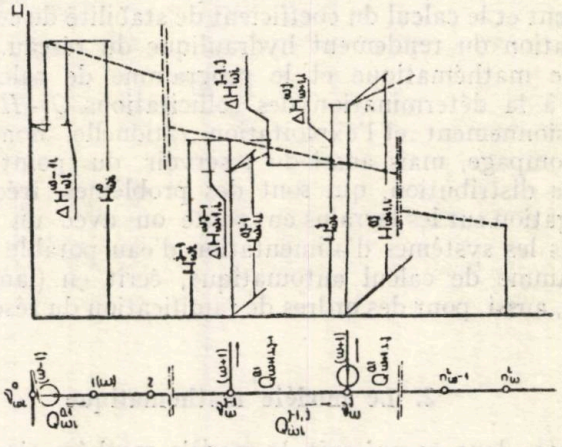


Fig. 2. — Schéma de calcul pour un conduit qui distribue des debits concentrés.

On considère le conduit $i \in \{1,...,n_{\omega-1}\}$, d'un ordre quelconque, $\omega \in \{0, I, II\}$, qui reçoit le débit par le côté amont du conduit d'ordre superieur $\omega-1$ (ou directement par le point d'alimentation) et le distribue par n^i noeuds, nommés „prises", aux conduits d'ordre inférieur $\omega+1$ afférents.

Dans un intervalle suffisament grand pour qu'on puisse considérer le mouvement comme stationnaire, sur le conduit i fonctionnent $n^i_{f\omega} \leqslant n^i_\omega$ prises dont la position est precisée par l'indicateur: $\nu^j_{\omega i} \in \{1,..., n^i_\omega\}$, $(j=1,..., n^i_{f\omega})$; au coté amont du conduit i correspond l'indicateur $\nu^0_{\omega i}$. Afin d'élaborer le modèle mathématique on utilise en outre les données de base suivantes:

a) Les caractéristiques fonctionnelles des prises d'ordre inférieur en fonctionnement :

$$H^{0j}_{\omega+1,i} = H^{uj}_{\omega+1,i} + M^j_{\omega+1,i}(Q^{0,1}_{\omega+1,i,j})^{p^j_{\omega+1,i}}, \quad (j=1,...,n^i_{f\omega}). \tag{2}$$

b) Les caractéristiques des pertes de charge des tronçons jusqu'aux prises ou entre les prises d'ordre inférieur en fonction :

$$\Delta H^{j-1,j}_{\omega i} = M^{j-1,j}_{\omega i}(Q^{j-1,j}_{\omega i})^{r^{j-1}_{\omega i}}, \quad (j=1,...,n^i_{f\omega}). \tag{3}$$

c) Les caractéristiques fonctionnelles des branchements des prises d'ordre inférieur en fonctionnement:

$$\Delta H^{\omega j}_{\omega+1,i} = M^{brj}_{\omega+1,i}(Q^{0,1}_{\omega+1,i,j})^{q^j_{\omega+1,i}} - H^{brj}_{\omega+1,i}, \quad (j=1,...,n^i_{f\omega}), \tag{4}$$

où $H^{br,j}_{\omega+1,i} = \begin{cases} H^{ech}_p - \text{dans le cas des branchements avec repompages;} \\ 0 - \text{pour les branchements sans repompage.} \end{cases}$

Ensuite on utilise les relations suivantes :

1° L'équation de continuité sur les tronçons jusqu'aux prises d'ordre inférieur en fonctionnement, dans la section amont voisine de celles-ci :

$$Q^{j-1,j}_{\omega i} = \sum_{k=j}^{n^1_{f\omega}} Q^{0,1}_{\omega+1,i,k}, \quad (j=1,...n^i_{f\omega}). \tag{5}$$

2° L'equation de Bernoulli appliquée respectivement entre :

a) la section du conduit i situé au voisinage aval du noeud j et la section amont du conduit j, en tenant aussi compte de la relation (4) :

$$H^j_{\omega i} = H^{0j}_{\omega+1,i} - H^{br,j}_{\omega+1,i} + M^{br,j}_{\omega+1,i}(Q^{0,1}_{\omega+1,i,j})^{q^j_{\omega+1,i}}, \quad (j=1,...,n^i_{f\omega}); \tag{6}$$

b) les sections du conduit i au voisinage aval des noeuds de distribution consécutive ou en amont du conduit du premier noeud de distribution en fonctionnement, en considérant aussi la relation (3) ; cette équation peut être ecrite sous la forme :

$$H^{j-1}_{\omega i} = H^j_{\omega i} + M^{j-1,i}_{\omega i}(Q^{j-1,j}_{\omega i})^{r^{j-1}_{\omega i}}, \quad (j=1,..., n^i_{f\omega}). \tag{7}$$

Le système constitué par les rélations (2), (5)...(7) contient $4n^i_{f\omega}$ équations avec $4n^i_{f\omega}+1$ inconnues : $Q^{0,1}_{\omega+1,i,j}$, $H^{0j}_{\omega+1,i}$, $Q^{j-1,j}_{\omega i}$, $(j=1,...,n^i_{f\omega})$ et $H^j_{\omega i}$, $(j=0, 1,...,n^i_{f\omega})$; en éliminant $4n^i_{f\omega}-1$ inconues, à savoir : $Q^{j-1,j}_{\omega i}$, $(j=2,...,n^i_{f\omega})$ et $Q^{0,1}_{\omega+1,i,j}$, $H^{0j}_{\omega+1,i}$, $H^j_{\omega i}$, $(j=1,...,n^i_{f\omega})$, on obtient la caractéristique équivalente du conduit i d'ordre ω de la forme :

$$H^0_{\omega i} = H^u_{\omega i} + M^0_{\omega i}(Q^{0,1}_{\omega i})^{p^0_\omega}. \tag{8}$$

On obtient la C.E.R. exprimée par (1) en substituant ω par $\omega-1$ et les relations (2) par (8).

2.2. La distribution du débit et la transmission des charges piesométriques

En imposant le débit pour le côte amont du conduit i, $Q^{0,1}_{\omega i}=\overline{Q}^{0,1}_{\omega i}$, le système (2), (5)...(7) devient compatible et déterminé ; parmi les solutions de cellui-ci on trouve comme significatives : la charge piésomètrique $\overline{H}^0_{\omega i}$ pour la côte amont du conduit i (immédiatement en aval de son branchement), les charges piésométriques $\overline{H}^j_{\omega i}$ et les débits distribués $\overline{Q}^{0,1}_{\omega+1,i,j}$ dans les noeuds $v^j_{\omega i}$, $(j=1,\ldots,n^i_{f\omega})$.

À l'égard du débit nominal, on calcule les débits relatifs $\sigma^{0,1}_{\omega+1,i,j}$, en utilisant les relations :

$$\sigma^{0,1}_{\omega+1,i,j}=\overline{Q}^{0,1}_{\omega+1,i,j}/\overline{Q}^{0,1\ \mathrm{nom}}_{\omega+1,i,j} \quad (j=1,\ldots,n^i_{f\omega}). \tag{9}$$

Afin d'analyser la distribution du débit $\overline{Q}^{0,1}_0$ du point d'alimentation aux prises d'ordre *inferior-inferiorum*, $(N_0+1=\mathrm{III})$ situées en fonctionnement, ainsi que la transmission des charges piésométriques jusqu'au côte amont de celles-ci, on commence le calcul avec $\omega=0$, en opérant succesivemment les substitutions ω par $\omega+1$, jusqu'à $\omega=N_0=\mathrm{II}$.

2.3. Le rendement hydraulique du réseau

Le rendement hydraulique η_{hr} du réseau ramifié qui comprend des repompages est donné par le rapport de la puissance hydraulique réalisée par les prises d'ordre *inferior-inferiorum* en fonctionnement et la somme des puissances hydrauliques fournies dans le noeud d'alimentation et par les stations de repompage ; en simplifiant le poids specifique γ du liquide vehiculé on obtient:

$$\eta_{hr}=\frac{\sum\limits_{(i,j,k)}\overline{Q}^{0,1}_{N_0+1,i,j,k}\overline{H}^{0k}_{N_0+1,i,j}}{\overline{Q}^{0,1}_0 H^0_0+\sum\limits_{(i,p)}\overline{Q}^{0,1}_{1,ip}\overline{H}^*_{1,ip}+\sum\limits_{(i,jp)}\overline{Q}^{0,1}_{2,i,jp}H^{*jp}_{2,i}}, \tag{10}$$

où $\sum\limits_{(i,p)}\overline{Q}^{0,1}_{1,ip}H^*_{1,ip}$, $\sum\limits_{(i,jp)}\overline{Q}^{0,1}_{2,i,jp}H^{*jp}_{2,i}$ interviennent dans l'évaluation de la puissance hydraulique fournie par les stations de repompage qui se trouvent sur les conduits d'ordre I et respectivement II ; $\sum\limits_{(i,j,k)}\overline{Q}^{0,1}_{N_0+1,i,j,k}\overline{H}^{0k}_{N_0+1,i,j}$ intervient dans l'évaluation de la puissance hydraulique des prises d'ordre *inferior-inferiorum* en fonctionnement.

3. Le programme de calcul automatique

En utilisant le modèle mathématique exposé dans le paragraphe précédent, on a formé l'algorythme qui est présenté par l'organigramme de la Fig. 3.

Le programme principal utilise cinq sousroutines, à savoir :

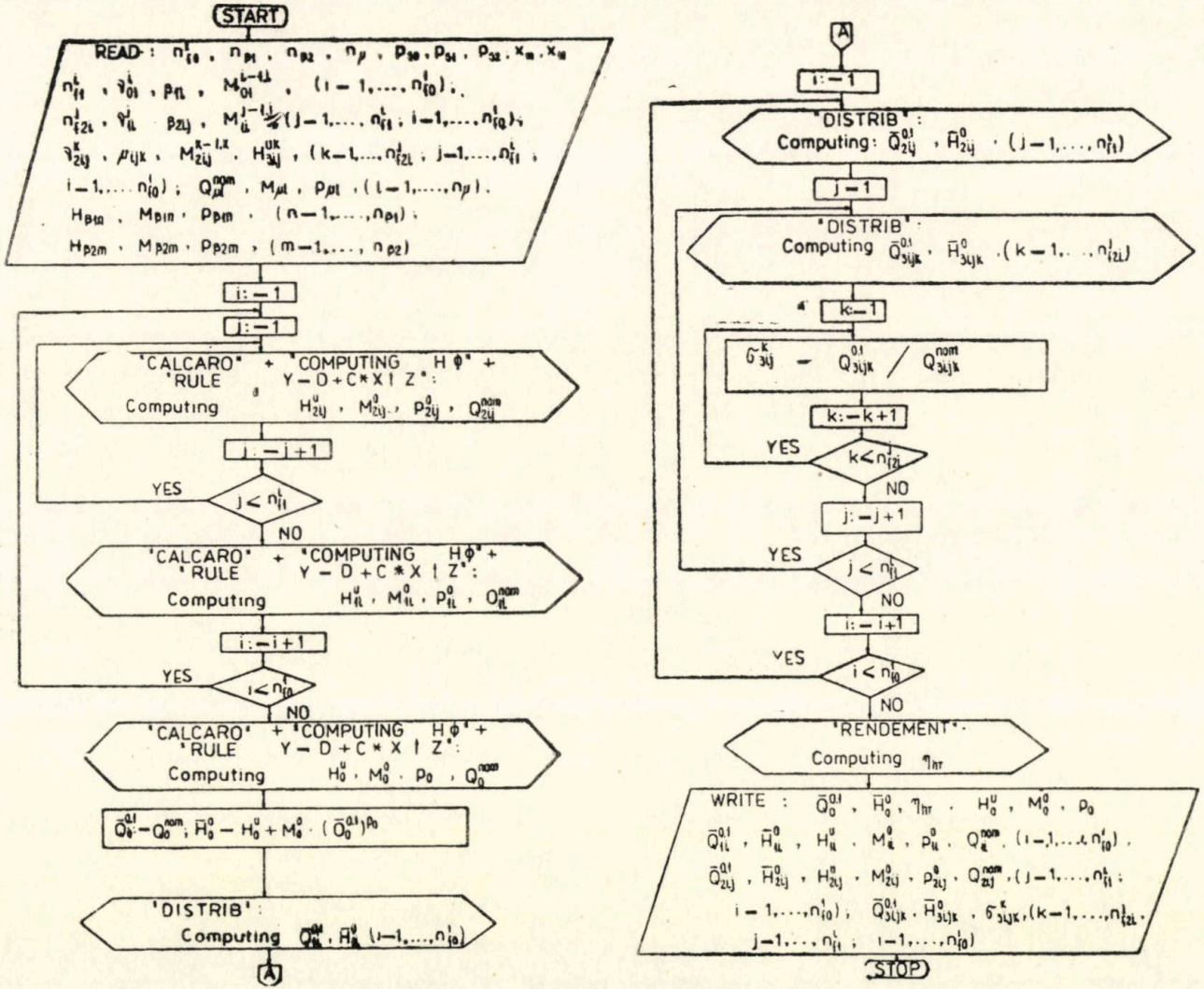


Fig 3.— Schéma logique d'un programme de calcul automatique.

a) pour déduire C.E.R. — „CALCARO", „COMPUTING H∅" et „RULE Y=D+C*X↑Z" ;

b) pour la distribution des débits et la transmission des charges piézométriques — „DISTRIB" ;

c) pour l'évaluation du rendement hydraulique du réseau — „RENDEMENT".

Le programme RETEAUNU a été testé pour le réseau ramifié avec des stations de repompage au branchement des deux conduits d'ordre II (Fig. 1) qui équipe un plôt d'irrigation au fonctionnement bivalent, étant roulé sur un calculateur ZX-SPECTRUM de 16 K.O. On a considéré les conduits d'ordre $\omega=II$ en déservant une seule prise d'ordre $\omega=III$, qui présente la caractéristique fonctionnelle représentée par la caractéristique équivalente du conduit même d'ordre $\omega=II$. Les données d'entrée, dans l'ordre indiqué par l'organigrame de la Fig. 3, sont :

2,2,2,4,2.,2.,2.,.75,1.4 ;

2,1,1,0.,2,2,1,0. ;

1,1,1,7.098 E-5 ; 1,2,2,0., 1,1,2,7.098 *E*-5,

1,2,1,0. ;

1,1,0.,54.,1,2,0.,54.,1,3,0.,54.,1,4,0.,54 ;

87.,8.2*E*-4,2,97.,3.36*E*-3,2,97.,3.32*E*-3,2,

87.,1.64*E*-3,2 ;

0.,0.,2,26.66,4.3*E*-4, 2 ;

0.,0.,2,26.66, 4.3 *E*-4,2.

Les résultats obtenus sur l'affichage du calculateur sont les suivants[1]) :

$$\overline{Q}_0^{0,1}=368,\ \overline{H}_0^0=66.25,\ H_0^u=10.86,\ M_0^0=1.506,$$

$$p_0=0.610,\ H_{21,2}^u=11.62,\ M_{21,2}^0=0.114,\ p_{21,2}^0=1.358,$$

$$H_{22,1}^u=11.55,\ M_{22,2}^0=0.1166,\ p_{21,2}^0=1.352,\ \sigma_{31,1}^{0,1}=1.234,$$

$$\sigma_{31,2}^{0,1}=0.9439,\ \sigma_{32,1}^{0,1}=0.9594,\ \sigma_{32,2}^{0,1}=0.9067.$$

Notations

n_μ, $n_{\beta 1}$, $n_{\beta 2}$ — le nombre des types des prises d'ordre *inferior-inferiorum*, respectivement des branchements des conduits d'ordre I et II ;

p_{s0}, p_{s1}, p_{s2} — l'exposant de la puissance de la caractéristique des pertes de charge des tronçons des conduits, respectivement, d'ordre 0, I et II ;

$Q_{\mu l}^{nom}$, $M_{\mu l}$, $p_{\mu l}$ — le débit nominal, respectivement le module de résistance (fictif) et l'exposant de la puissance de la fonctionnelle pour la prise d'ordre inférieur l, ($l=1,\ldots n_\mu$) ;

β_{1i}, β_{2ij}, μ_{ijk} — indicateurs pour le type de branchement des conduits i — d'ordre I et ij — d'ordre II, respectivement pour le type des prises d'ordre *inferior-inferiorum* ijk ;

---

[1]) On a utilisé les suivantes unités de mesure :

$[Q]=\mathrm{dm^3\cdot s^{-1}}$, $[H]=$ m.C.A., $[M]=$ m.C.A. $\mathrm{dm^{-5}\ s^2}$.

x_m, x_M — les limites minimum et respectivement maximum pour les débits relatifs ;

$H_{\beta 1n}$, $M_{\beta 1n}$, $p_{\beta 1n}$, ($H_{\beta 2m}$, $M_{\beta 2m}$, $p_{\beta 2m}$) — les coefficients et respectivement les exposants de la puissance pour la caractéristique fonctionnelle du branchement de type n, ($n = 1, ..., n_{\beta 2}$), pour les conduits d'ordre I, de type m, ($m = 1, ..., n_{\beta 2}$), pour les conduits d'ordre II ;

Q_0^{nom}, Q_{1i}^{nom}, Q_{2ij}^{nom}, Q_{3ijk}^{nom} — le débit nominal par le côté amont des conduits d'ordre 0, i — d'ordre I, ij — d'ordre II, respectivement de la prise ijk d'ordre *inferior-inferiorum* ;

$H_{\omega+1,i}^{uj}$, $M_{\omega+1,i}^{j}$, $p_{\omega+1,i}^{j}$, ($H_{\omega+1,i}^{brj}$, $M_{\omega+1,i}^{brj}$, $q_{\omega+1,i}^{j}$) — coefficient, respectivement l'exposant de la puissance pour la caractéristique fonctionnelle de la prise (du branchement) j, d'ordre $\omega + 1$, du conduit i d'ordre ω ;

$M_{\omega i}^{j-1,j}$, $r_{\omega i}^{j-1}$ — coefficients de l'expression caractéristique des pertes de charge du tronçon du conduit i d'ordre ω des prises $j-1$ et j.

Reçue le 24 avril 1986

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et
Ameliorations Foncières

BIBLIOGRAPHIE

1. Popescu Şt., Alexandrescu O., Leu D., *Metodă şi program de calcul pentru determinarea domeniului de variaţie a cerinţelor Q—H pentru o reţea ramificată de distribuţie.* Inst. Polyt., Iaşi, 1984.
2. Popescu Şt., *Optimizarea parametrilor de funcţionare a utilajelor hidromecanice (Maşini hidraulice din staţiile de pompare pentru hidroameliorații).* Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Iaşi, 1983.

CARACTERISTICA ECHIVALENTĂ A UNEI REŢELE RAMIFICATE INCLUZÎND ŞI STAŢII DE REPOMPARE

(Rezumat)

Se prezintă un model matematic şi un program de calcul automat în BASIC, ce poate fi implementat, de asemenea, pe minicalculatoare, pentru rezolvarea rapidă şi precisă a principalelor probleme practice cu privire la reţelele ramificate cu repompări, în diferite ipoteze de funcţionare ale acestora.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI), Fasc. 1—4 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 626.8

CONTRIBUTION TO THE ANALYSIS OF SOME LAYOUTS FOR SLOPE LOCATED IRRIGATION

BY

HERII LEIBU, I. COJOCARU, FLORIAN STĂTESCU and AURELIAN NICOLAU

1. Introduction

Intensive research in our country is focused on located irrigation, due to the advantages presented by this irrigation method, in the case of non retentive soils, of slopes, or when water economy is extremely important.

A great impetus will be given to this slope irrigation method. Thus soil erosion is avoideds, water , i. e. energy is saved by operating fixed irrigation networks on the sloping vineyards and orchards.

The located irrigation layouts (trickle or perforated lines) in vineyards and orchards are as in Fig. 1.

One or more main lines (m. l.) situated along the roads, supply the submain lines (s. l.) along the paths. The irrigation pipes—the lateral lines (p) are supplied from s. l. by means of some manifold lines (ma. l.) which permit the dividing of the irrigation areas supplied by s. l. in lots which are supplied independently.

The main line (or lines) is connected with the water supply source by means of a supply line (su. l.).

This paper presents a method of determining the optimum position of the connection point of the submain line and of the manifold lines.

2. The Optimum Position of the Connection Point of a Submain Line

The submain lines are approximately located on the highest slopes line. It is obvious that the same flow rates will be used on the submain line placed laterally in relation to the main line, and the diameters will be greater than on the section situated on the slope in relation to main line.

Thus, it results that it is efficient that the ratio l_1/l (s. Fig. 2) should be less than 0.5. As for the horizontal soil the ratio $l_1/l=0.5$ leads to an economic investment. In Fig. 2 one can see how the energetics line varies along the submain and main line in the case when the water supply is on the upper part of slope (Fig. 2 *a*) or on the lower part of the irrigated slope land (Fig. 2 *b*).

We want to determine which is the optimum ratio l_1/l seen from the viewpoint of the total anual expenditures.

Concerning the water distribution in the submain line one can meet two situations : a) the line distributes a flow rate q at each D distance or b) the Q flow rate is distributed by turns in different points of the submain line.

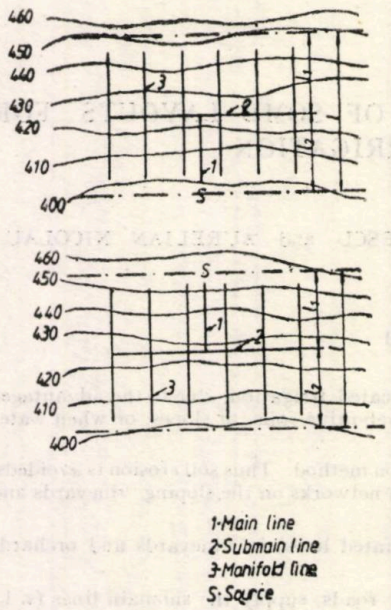


Fig. 1. — The layout of the trickle irrigation system depending of the water supply position on the slope : a — the source is at the bottom of the slope ; b — the source is at top of the slope ; 1 — main line ; 2 — submain line ; 3 — manifold line ; 4 — water supply (source)

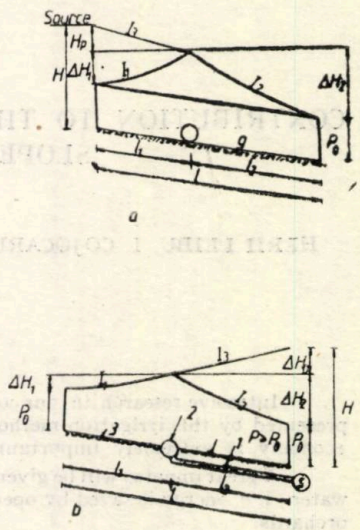


Fig. 2. — The friction line on the submain and main line : a — the source is at the top of the slope ; b — the source is at the bottom of the slope; 1 — main line, 2 — submain line, 3 — supplying line of the irrigation platforms; ΔH_1 and ΔH_2 — the loss of load on l_1 and l_2 portions; ΔH_0 — the loss load on the main line; H — the necessary pressure connected with the height of the soil at the bottom of the field ; P — the pressure downstream; I — the slope.

3. Pipe Cost

For a line which supplies equal q flow rates at equal D intervals, its cost can be written as follows :

$$C = A b^{k-1} D^k q^{ak} = \frac{n^{ak}(1 - 0.5^a + 0.5^a n)^k}{H^{k-1}}, \quad (1)$$

where : A is a coefficient of pipe cost (c) written as follows

$$c = A' + A \varnothing^{\beta} ; \quad (2)$$

$\varnothing$ — the diameter of the pipe.

The head loss per unit length (m.l.) of the pipe can be written :

$$J = bQ^{\gamma}\varnothing^{\alpha}, \tag{3}$$

where Q is the flow rate of the pipe and

$$k = \frac{\alpha-\beta}{\alpha}, \tag{4}$$

$$a = \frac{k-1}{k}\gamma, \tag{5}$$

with : n—the number of the pipe reaches (s.l.), H—the total head loss on the pipe (on all n reaches), A, A', b, α, β, γ — coefficients.

As shown in Fig. 2 the cost of the two sloping branches and platforms of the submain line is :

$$C_{s.l.} = Ab^{k-1}D^k q^{ak}\left[\frac{n_1^{ak}(1-0.5^a+0.5^a n_1)^k}{\Delta H_1^{k-1}} + \frac{n_2^{ak}(1-0.5^a+0.5^a n_2)^k}{\Delta H_2^{k-1}}\right]. \tag{6}$$

If it is considered that s.l. supplies water by turns and that Q is the flow rate at one end of the s.l., its cost is :

$$C = A\left(\frac{b}{H}\right)^{k-1} Q^{ak} l^k \tag{7}$$

and the cost of both sections of the s.l. is as follows :

$$C_{s.l.} = Ab^{k-1}q^{ak}\left(\frac{l_1^{ak+1}}{\Delta H_1^{k-1}} + \frac{l_2^{ak+1}}{\Delta H_2^{k-1}}\right). \tag{8}$$

For every section was considered a flow rate $Q_i = ql_i$, $(i=1,2)$.

The following two situations are analysed : a) the water supply source is at the bottom of the slope land (Fig. 2 *a*) and b) the water supply source is at the top (Fig. 2 *b*).

In the former case (the water supply at the bottom) the head loss ΔH_1 and ΔH_2 on the two s.l. are :

$$\Delta H_1 = H - \Delta H_0 - P_0 - il\cos(\text{arctg } i), \tag{9}$$

$$\Delta H_2 = \begin{cases} H - P_0 - \Delta H_0 \text{ or} \\ J_{max} l_2. \end{cases} \tag{10}$$
$$\tag{10'}$$

The equation (10') is accepted for ΔH_2 when the slope of the land leads to an average hydraulic slope above the accepted maximum value (the flow speed was restricted to 5 m/s).

The terms in Eqs. (9) and (10) mean : l — the total length of the s.l. ; $l = l_1 + l_2$; H—the pressure in s.l. right at the lowest limit of the analysed section ; P_0—service pressure which should be supplied in s.l. ; i—pand slope ; J_{max}—the maximum hydraulic slope accepted for pipes (where $v = 0.5$ m/s) ; ΔH_0—the head loss in the main line which is considered as the average head (energetics slope).

If the water supply source is at the top (Fig. 2 *b*) ΔH_1 and ΔH_2 are given by :

$$\Delta H_1 = H - P_0 - \Delta H_0, \tag{11}$$

$$\Delta H_s = \begin{cases} H - P_0 - \Delta H_0 - il \cos(\operatorname{arctg} i) & \text{or} \\ J_{max} l_s. \end{cases} \tag{12}$$

H in this case is the pressure in the main line at the highest limit of the analysed section.

The power costs for water pumping in a plot can be calculated with the relation :

$$C_e = \frac{\gamma Q H}{102\eta} Tc, \tag{13}$$

where : $\gamma = 1\,000$ kgf/m³, Q—s.l. flow rate, [m³/s], H—the pressure at the analysed section limit, [m], T—the period of time per year when it functions corresponding to the volume of water used in an average year, [hours], c—the energy costs, [lei/KWh].

To find the optimum value of l_1/l the function minimum was determined :

$$C_{aT} = rC_{s.l.} + C_e = \min., \tag{14}$$

where : C_{aT}—the total annual expenses, r—the annual rate of liquidation. C_{aT} has as independent variables l_1 and H when the total length l of the pipe is known.

The solving of the equation (14) under the conditions of uniform flow rate on the s.l. leads to the values shown in Fig. 3 when the source is situated at the bottom of the slope and to the values shown in Fig. 4 when the source is at the top.

The function to minimize was written as :

$$F = \frac{n_1^{ak}(1 - 0.5^a + 0.5^a n_1)^k}{\Delta H_1^{k-1}} + \frac{n_2^{ak}(1 - 0.5^a + 0.5^a n_2)^k}{\Delta H_2^{k-1}} + \tag{15}$$

$$+ El(H - P_0) = \min.,$$

so that in the diagrams from Figs. 3 and 4 the E valu is used as an independent variable. This value (E) can be determined with the help of the diagram from Fig. 5 related with the flow rate in s.l. per unit meter, [g/l], and :

$$R = \frac{Tc}{rA}. \tag{16}$$

Thus, by introducing the variable R, it is generalized the use of the diagrams from Figs. 3 and 4 under different technical (T) and economical (c, r, A) conditions because the variability of the co fficients a and k is reduced. During calculation it was considered that $a = 0.396$ and $k = 1.214$.

In Fig. 6 it is also given the optimum value of $H - P_0$ when the source is at the top. When the source is at the bottom the $H - P_0$ value is influenced especially by the slope i and its length l and less significantly, by l_1/l.

The analysis of the diagrams from Figs. 3 and 4 shows that the shorter the l size of the area supplied by m.l., the steeper the slope, and the more

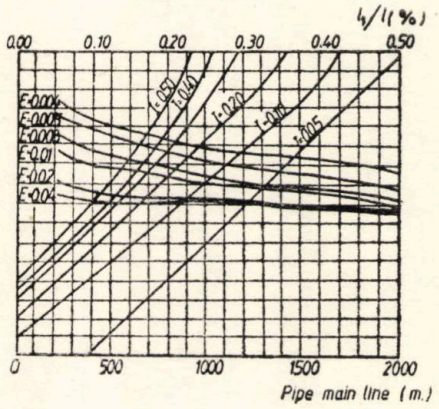


Fig. 3. —The l_1/l ratio on slopes when the supply is made at the bottom.

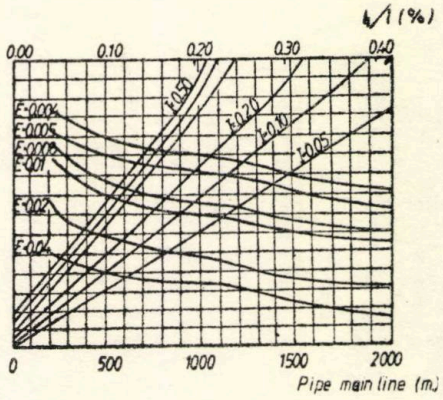


Fig. 4. —The l_1/l ratio on slopes when the supply is made at the top.

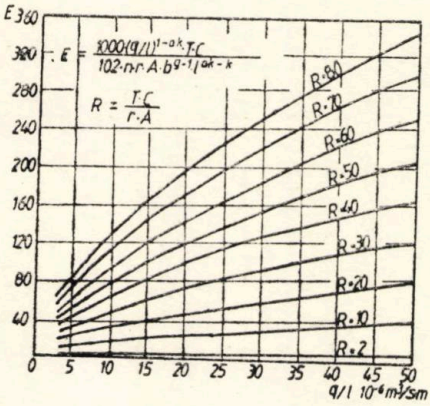


Fig. 5. — The diagram of E variation.

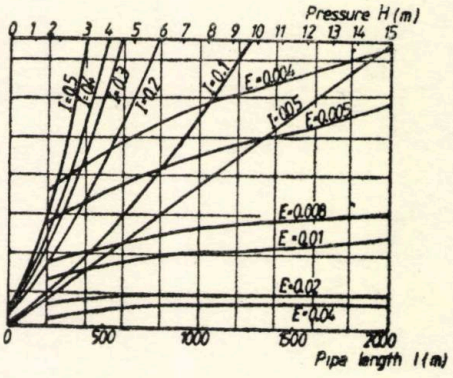
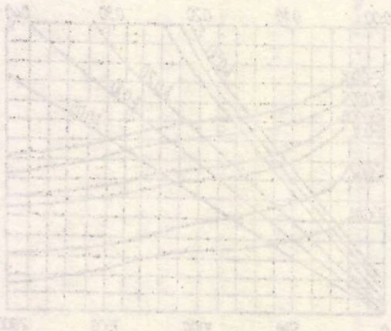
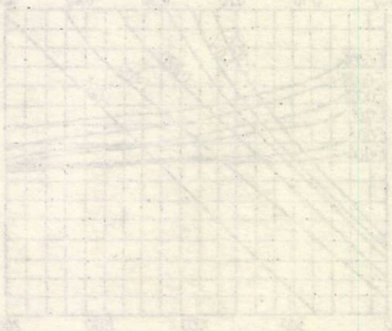
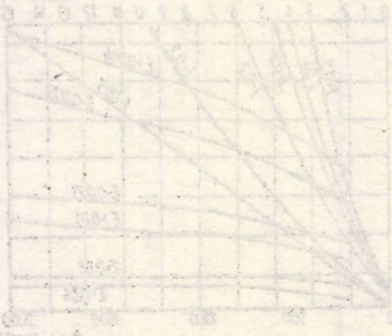
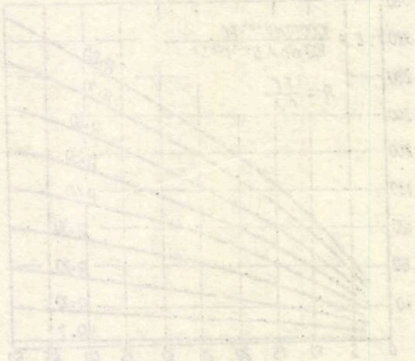


Fig. 6. — The optimum value of pressure H to the length l of the pipe and the slope I when the supply is made at the top.









the energy cost increases as related to the pipe cost, the shorter the l_1 section in the upper part of the s.l. is.

When the source is at the top, the ratio l_1/l is less than if the source is at the bottom.

The calculation for the present day prices shows that, for example, at a slope of 20% one can save about 3...5% by locating correctly the s.l. on the l area.

4. The Optimum Position of the Manifold Line Connection Point

If the s.l. supplies simultaneously or sequentially the manifold lines, the energetics line is as in Fig. 7 (being a curve or a line).

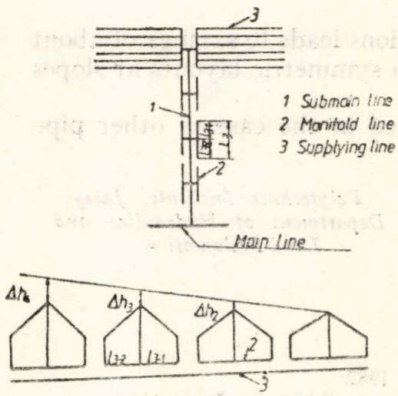


Fig. 7. – Energetics line on trickle irrigation system of a field.

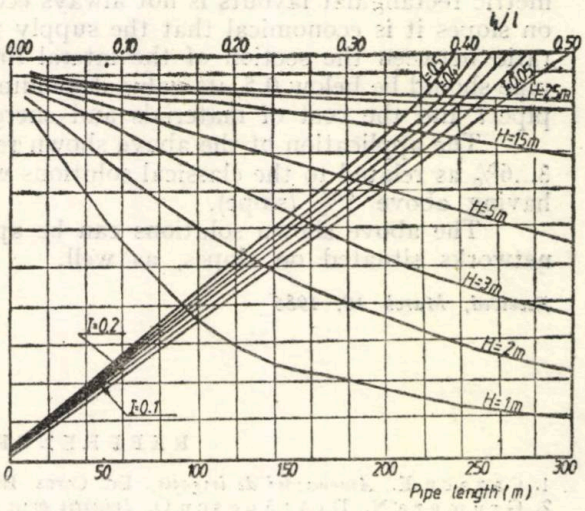


Fig. 8. – The l_1/l ratio for given values of pressure H

In the manifold line connection point either the pressure in s.l. can be used or an inferior, automatically or value regulated pressure.

If the diameter used for the manifold line is the constant, the economical supply position will be the middle of the pipe.

From the point of view of pressure uniformity obtained in the lateral line supplied by a manifold line, research shows that the connection point must be shifted upsteam if the influence upon uniformity is reduced.

If a variable diameter is accepted then the optimum position economically depends on the H pressure in the connection point, on the slope and on the manifold line length. The optimum ratio l_1/l is obtained by minimizing the function :

$$F = \frac{(l_1/d)^{ak}[1-0.5^a+0.5^a(l_1/d)^a]^k}{\Delta H_1^{k-1}} + \frac{(l_2/d)^{ak}[1-0.5^a+0.5^a(l_2/d)^a]^k}{\Delta H_2^{k-1}} = \min., \tag{17}$$

where :

$$\Delta H_1 = H - P_0 - il_1 \cos(\text{arctg}\, i),$$

$$\Delta H_2 = \begin{cases} H - P_0 + il_2 \cos(\text{arctg}\, i) \text{ or} \\ I_{max}\, l_2. \end{cases} \tag{19}$$

The solution for (17) is shown in Fig. 8 for $H - P_0$, i and l values commonly encountered in practice.

5. Conclusions

In located irrigation applied on the slopes the application of the symmetric rectangular layouts is not always economical ; for the pipes situated on slopes it is economical that the supply point be so chosen, that th l_1/l ratio between the section of the lateral line and the length of the whole pipe should be below 0.5, its value depending on the slope, the length of the pipe l and the cost of materials and energy.

The application of the above shown relations leads to savings of about 3...6% as related to the classical solutions with symmetric layouts at slopes having above 5% (slope).

The above shown solutions can be applied in the case of other pipe networks situated on slopes, as well.

Received, March 10, 1986

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics and
Land Reclamation

REFERENCES

1. Cazacu E., *Amenajări de irigaţii*,. Ed. Ceres, Buc., 1982
2. Grumeza N., Drăgănescu O., *Irigaţii prin picurare*. Ed. Ceres, Buc., 1983.
3. Cismaru C., Leibu H., *Cercetări privind caracteristicile hidraulico-funcţionale ale unor elemente componente ale reţelelor pentru irigaţia prin picurare*. Research Report, Polyt. Inst., Jassy, 1981

CONTRIBUŢII LA ANALIZA UNOR SCHEME DE AMENAJARE PENTRU IRIGAŢIA LOCALIZATĂ PE TERENURILE ÎN PANTĂ

(Rezumat)

Irigaţia localizată se poate aplica pe terenuri cu pante mari. Pe aceste terenuri alimentarea la mijloc nu este întotdeauna economică.

Se arată că raportul economic dintre lungimea l_1 a porţiunii aflate în rampă şi lungimea totală l este $l_1/l < 0{,}5$. Se prezintă diagrame de stabilire a acestui raport în funcţie de panta terenului, pentru cîteva situaţii de funcţionare a acestor conducte.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI), Fasc. 1—4 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.8

LE DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES CANAUX PARABOLIQUES DE FORME GÉNÉRALE À L'AIDE DES CALCULATEURS ÉLECTRONIQUES

PAR

VIOREL TOBOLCEA et I. SÂRBU

1. Introduction

Dans la pratique des ingénieurs on recontre des canaux ouverts ayant différentes formes de la section transversale, à savoir : trapézoïdale, triangulaire, rectangulaire, parabolique, demi-circulaire, etc.

La comparaison présentée par M a t e e s c u [3] entre ces cinq contours isopérimétriques, chacun étant le meilleur pour son type, montre que la forme la plus favorable au point de vue hydraulique est le demi-cercle suivi tout près par la parabole et puis par le trapèze isoscèle à l'angle d'inclinaison du talus de 60° par rapport à l'horizontale.

Les avantages, du point de vue hydraulique, du profil parabolique, le rend utilisable dans des travaux hydro-amélioratifs, hydro-édilitaires [6], etc.

Le dimensionnement hydraulique du profil parabolique est, évidemment, plus compliqué que celui du profil trapézoïdal, présenté en détail dans la littérature de spécialité. Mais, en employant des indications données dans [7], on peut effectuer, par voie analytique, le dimensionnement hydraulique même des profils paraboliques de forme générale.

Dans ce qui suit on présente quelques aspects concernant le dimensionnement hydraulique des profils paraboliques de forme générale, dans les conditions du mouvement permanent et uniforme, à l'aide des calculateurs électroniques.

2. Le calcul des éléments géométriques du profil parabolique

On considère le cas général d'un profil représenté par une parabole d'un certain degré α (Fig. 1), dont l'équation est :

$$z = px^{\alpha}, \tag{1}$$

où p est un paramètre dimensionnel.

Prenant en considération les notations de la Fig. 1, les éléments de la section transversale ont les expressions ci-dessous :

a) la largeur à la surface de l'eau (au miroir de l'eau) :

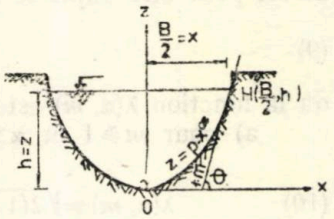


Fig. 1.—Les éléments du profil parabolique.

(2) $$B=2x\,;$$

b) la profondeur de l'eau :

(3) $$h=z\,;$$

c) la pente de la tangente géométrique à la parabole au point d'intersection de celle-ci au plan de la surface libre (la pente du talus) :

(4) $$\frac{1}{m}=\operatorname{tg}\varphi=\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}x}\,;$$

par différentiation de l'équation (1) et en écrivant que le point M est situé sur la parabole, il résulte que l'inverse de la pente est :

(5) $$m=\frac{2^{\alpha-1}}{\alpha p}B^{1-\alpha}=\frac{1}{\alpha p^{\frac{1}{\alpha}}}h^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}\,;$$

d) l'aire de la section transversale :

(6) $$A=2\int_0^{B/2}z(x)\mathrm{d}x=\frac{2^{-\alpha}\alpha}{1+\alpha}p\beta^{1+\alpha}=\frac{2\alpha}{1+\alpha}p^{-\frac{1}{\alpha}}h^{\frac{1+\alpha}{\alpha}}.$$

Si l'on explicite le paramètre p de la relation (5), l'aire A peut être exprimée en fonction d'une seule grandeur dimensionnelle :

(7) $$A=\frac{1}{2(1+\alpha)m}B^2=2\frac{\alpha^2m}{1+\alpha}h^2\,;$$

e) le périmètre arrosé :

(8) $$P_u=2\int_0^{B/2}\sqrt{1+\left(\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}x}\right)^2}\,\mathrm{d}x=2\int_0^{B/2}\sqrt{1+p^2\alpha^2x^{2(\alpha-1)}}\,\mathrm{d}x.$$

Dans le cas où la parabole est d'une forme quelconque, le périmètre arrosé peut être exprimé sous la forme :

(9) $$P_u=\lambda(\alpha,m)\sqrt{A},$$

où la fonction $\lambda(\alpha, m)$ est déterminee avec les relations approximatives [7] :

a) pour $m\geqslant 1$ et $\alpha>1$:

(10) $$\lambda(\alpha,m)=\sqrt{2(1+\alpha)m}\left[1+\frac{1}{2(2\alpha-1)m^2}-\frac{1}{8(4\alpha-3)m^4}\right];$$

b) pour $m<1$ et $\alpha=2$:

$$\lambda(\alpha, m)=\sqrt{2(1+\alpha)}\,m^{\frac{1+\alpha}{2(\alpha-1)}}\left[\frac{8\alpha^2-8{,}25\alpha+1{,}625}{(4\alpha-3)(2\alpha-1)}+\frac{1}{\alpha}\left(m^{\frac{\alpha}{1-\alpha}}-1\right)+\right.$$

(11)

$$\left.+\frac{1}{8(3\alpha-4)}\left(m^{\frac{4-3\alpha}{1-\alpha}}-1\right)\right];$$

c) pour $m<1$ et $\alpha>1$, $(\alpha\neq 2)$:

$$\lambda(\alpha, m)=\sqrt{2(1+\alpha)}\,m^{\frac{1+\alpha}{2(\alpha-1)}}\left[\frac{8\alpha^2-8{,}25\alpha+1{,}625}{(4\alpha-3)(2\alpha-1)}+\right.$$

(12)

$$\left.+\frac{1}{\alpha}\left(m^{\frac{\alpha}{1-\alpha}}-1\right)-\frac{1}{2(\alpha-2)}\left(m^{\frac{2-\alpha}{1-\alpha}}-1\right)+\frac{1}{8(3\alpha-4)}\left(m^{\frac{4-3\alpha}{1-\alpha}}-1\right)\right];$$

d) le rayon hydraulique est

$$R=\frac{A}{P_u}. \tag{13}$$

En prenant en considération les relations (7), (8) et (13) et en introduisant les notations :

$$\varphi(\alpha, m)=\alpha m, \tag{14}$$

$$\psi(\alpha, m)=\frac{\alpha^2 m}{1+\alpha}, \tag{15}$$

$$f(\alpha, m)=\lambda(\alpha, m)\alpha\sqrt{\frac{m}{1+\alpha}}, \tag{16}$$

on obtient :

$$R=\frac{1}{\sqrt{2}}\cdot\frac{\psi(\alpha, m)}{\varphi(\alpha, m)f(\alpha, m)}\,h \qquad B=\sqrt{2}\,\frac{\psi(\alpha, m)}{f(\alpha, m)}\,h. \tag{17}$$

3. Le dimensionnement du profil parabolique d'une forme donnée

En exprimant la vitesse de l'eau, V, selon la formule de Chézy et en adoptant pour le coefficient de résistance hydraulique C la formule de Pavlovski [1]...[3], il résulte l'expression connue du débit :

$$Q=AV=\frac{1}{n}AR^{y+0{,}5}i^{0{,}5}, \tag{18}$$

où : n est le coefficient de rugosité ; i—la pente longitudinale et y — l'exposant qui intervient dans la formule Pavlovski, donné par la relation :

$$y=2{,}5\sqrt{n}-0{,}13-0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0{,}10). \tag{19}$$

En introduisant (7) et (17) dans (18) et en tenant compte de (15) on obtient la relation de base pour le dimensionnement des canaux paraboliques en régime permanent et uniforme :

$$Q=\frac{2^{\frac{y+2,5}{2}}}{n}\cdot\frac{\psi^{y+1,5}(\alpha,m)}{f^{y+0,5}(\alpha,m)}h^{y+2,5}i^{0,5}. \tag{20}$$

Le dimensionnement du profil parabolique de forme donnée suppose la détermination des dimensions h, B et V, au cas où les dimensions α, Q, i, n et p (ou m) sont connues ; le procédé utilisable est basé sur la méthode des itérations.

Avec les relations (14)...(16) on calcule les valeurs des fonctions φ, ψ et f et à l'aide de (20) on détermine la profondeur h qui assure la valeur nécessaire au débit Q. La solution du système d'équations (19) et (20), qui contient les inconnues h et y, est obtenue par des approximations successives en partant d'une valeur choisie $h^{(1)}$ et en calculant une valeur $h^{(2)}$, conformément au schéma :

$$h^{(1)}\rightarrow(5)\rightarrow m\rightarrow(17)\rightarrow R\rightarrow(19)\rightarrow y\rightarrow(20)\rightarrow h^{(2)}, \tag{21}$$

lorsqu'on connaît le paramètre de la parabole générique, p, ou :

$$h^{(1)}\rightarrow(17)\rightarrow R\rightarrow(19)\rightarrow y\rightarrow(20)\rightarrow h^{(2)} \tag{22}$$

lorsqu'on connaît le coefficient d'inclinaison du talus, m.

En notant avec ε l'erreur admise (1 mm...1 cm), si :

$$|h^{(2)}-h^{(1)}|\leqslant\varepsilon, \tag{23}$$

on considère comme solution :

$$h=\frac{h^{(1)}+h^{(2)}}{2}. \tag{24}$$

Si la condition n'est pas satisfaite on reprend le calcul avec une nouvelle approximation pour $h^{(1)}$ donnée, par la relation (24).

En écrivant que le point M est situé sur la parabole et en tenant compte des relations (5) et (14), il résulte :

$$B=2\varphi(\alpha,m)h\ ; \tag{25}$$

à l'aide des relations (5) et (18) on détermine m (ou p), respectivement V. Si la vitesse v résultée à la suite des calculs de dimensionnement n'est pas située entre les limites $V_{\min}$ et $V_{\max}$, indiquées dans la littérature de spécialité [2], [3], [6], on agrandit ou bien on diminue la pente longitudinale i, conformément à la relation :

$$i=\frac{n^2V^2_{\min(\max)}}{R^{2y+1}} \tag{26}$$

et la profondeur de l'eau est déterminée avec la relation :

$$h=\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}p^{\frac{1}{\alpha}}\frac{Q}{V_{\min(\max)}}\right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}}=\sqrt{\frac{1}{2\psi(\alpha,m)}\cdot\frac{Q}{V_{\min(\max)}}}. \tag{27}$$

En partant de l'algorithme décrit ci-dessus on a réalisé un programme concernant le dimensionnement, exprimé en langage FORTRAN.

On atribue à l'identificateur K$\varnothing D$ la valeur 1 ou 0, sur les cartes de données, en connaissant, dans la variante étudiée, m ou p.

Pour mettre en évidence l'avantage du procédé proposé on a effectué, à l'aide du calculateur électronique FELIX C-512 de l'Institut Polytechnique de Timișoara un calcul numérique pour :

$$\alpha=2, \quad Q=11{,}0\ \text{m}^3/\text{s}, \quad i=0{,}004, \quad n=0{,}0225, \quad p=0{,}12\ \text{m}^{-1},$$

$$V_{min}=0{,}5\ \text{m/s}, \quad V_{max}=1{,}5\ \text{m/s} \quad \text{et} \quad \varepsilon=0{,}001\ \text{m},$$

en résultant les dimensions :

$$h=1{,}54\ \text{m}, \quad B=8{,}17\ \text{m}, \quad i=0{,}0013, \quad V=1{,}5\ \text{m/s} \quad \text{et} \quad m=1{,}33.$$

4. Le dimensionnement du profil parabolique optimum hydraulique

On connaît que le profil optimum hydraulique correspond au périmètre baigné minimum, à des valeurs imposées pour A, n et i.

La condition de profil optimum hydraulique de la section parabolique est obtenue par la détermination du minimum de la fonction (9), en considérant $A=$ =const., ce qui se réduit à déterminer le minimum de la fonction $\lambda(\alpha, m)$. Dans ce but on a calculé, en se basant sur le schéma logique de la Fig. 2, à l'aide du calculateur électronique Felix C-512, les valeurs de la fonction $\lambda(\alpha, m)$ données par les relations (10)...(12) pour NA=60, des valeurs α et $N=310$ valeurs m.

La valeur minimum $\lambda(\alpha, m)$, pour un exposant α donné de la parabole générique, correspond à la pente optimum du talus m_0, dont les valeurs exprimées dans le Tableau 1 représentent la condition du profil parabolique hydraulique optimum, pour un exposant donné.

On peut remarquer le fait que pour le cas particulier $\alpha=2$ [4] on a obtenu par le calcul du minimum de la fonction résultée après la détermination de l'intégrale binôme, approximativement la même condition d'optimum hydraulique que celle déterminée ci-dessus.

D'autre part, la valeur minimum , $\lambda(\alpha, m)$, pour une pente du talus, m, donnée, correspond l'exposant optimum de la parabole générique, α , dont les valeurs exprimées dans le Tableau 2 représentent la condition du profil parabolique hydraulique optimum de talus donné. Dans ce cas, pour $m>1$, plus α est plus petit, d'autant le profil du canal est avantageux du point de vue hydraulique.

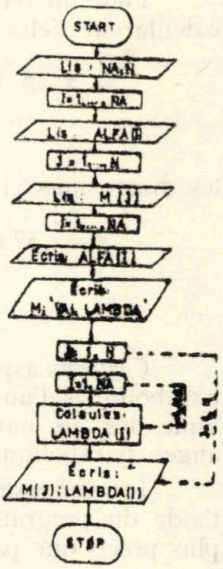


Fig. 2. — Le schema logique pour le calcul des valeurs $\lambda(\alpha, m)$.

Tableau 1

Les valeurs optima, m_0, pour un α donné

α	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
m_0	0,851	0,521	0,517	0,425	0,356	0,307	0,272	0,241	0,198	0,167	0,145	0,128	0,114

Tableau 2

Les valeurs optima, α_0, pour un m donné

m	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
α_0	5,5	4,0	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,4	1,3

Le dimensionnement des canaux paraboliques de forme générale selon le critère du profile hydraulique optimum peut être effectué à l'aide du programme de calcul présenté antérieurement, en introduisant comme donnée initiale la valeur m_0 ou α_0, correspondante à la valeur connue α, respectivement m, conformément au Tableaux 1 ou 2.

Pour un tel profil on a solutionné un exemple numérique à l'aide du calculateur Felix C-512, en résultant pour :

$$\alpha=5,\ Q=15{,}0\ \text{m}^3/\text{s},\ i=0{,}0006,\ n=0{,}0225,\ m=0{,}241,$$

$$V_{\min}=0{,}5\ \text{m/s},\ V_{\max}=1{,}5\ \text{m/s et}\ \varepsilon=0{,}001$$

les dimensions ci-dessous :

$$h=2{,}37\ \text{m},\ B=5{,}71\ \text{m},\ i=0{,}0006,\ V=1{,}33\ \text{m/s et}\ p=0{,}0125.$$

5. Conclusions

Certains aspects des calculs concernant le dimensionnement des canaux paraboliques d'un certain degré peuvent être appliqués aussi au calcul hydraulique des lits naturels symétriques, tout comme à la standardisation des anges paraboliques préfabriquées de formes différentes.

Le dimensionnement des canaux paraboliques de forme générale à l'aide du programme de calcul élaboré peut être effectué d'une manière plus précis que par les procédés grapho-analytiques existants.

Le programme de calcul proposé offre la possibilité d'un calcul rapide et efficace pour la comparaison des différentes variantes constructives.

Reçue le 13 octobre 1985

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions Hydrauliques
et
Institut Polytechnique, „Tr. Vuia",
Timișoara

BIBLIOGRAPHIE

1. Cioc D., *Hidraulica*. EDP, Buc., 1983.
2. Giurconiu M., *Hidraulica lucrărilor edilitare a instalațiilor sanitare*. EDP, Buc., 1972.
3. Mateescu C., *Hidraulica*, EDP, Buc., 1963.
4. Neurohr E., *Considerații despre calculul hidraulic optim al canalelor cu secțiune parabolică*. Hidrotehnica, *5* (1969).
5. Niculescu S., *Inițiere în FORTRAN*. Ed. Tehn., Buc., 1972.
6. Trofin E., *Hidraulică și hidrologie*. EDP, Buc., 1974.
7. Zarea Șt., Faibes O., *Le calcul des caractéristiques géométriques des lits des rivières représentés par une parabole d'un certain degré*. Bul. Inst. polit., Buc., *1* (1959).

DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ A CANALELOR PARABOLICE DE FORMĂ GENERALĂ CU AJUTORUL CALCULATOARELOR ELECTRONICE

(Rezumat)

Se prezintă condițiile de profil optim hidraulic, determinate de autori, pentru canalele parabolice de formă generală precum și un program de calcul în limbaj de programare FORTRAN pentru dimensionarea hidraulică a acestor canale, care oferă posibilitatea unui calcul rapid și eficace în compararea variantelor constructive.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII, ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 626.8

ABOUT LOCAL FRICTION DROPS AFFERENT TO WATERING PIPES OF TRICKLE IRRIGATION SYSTEM

BY

M. LUCA, IOSIF BARTHA and ADRIAN POPIA

1. Introduction

The trickle irrigation of some agricultural cultures holds more and more the specialists attention, as this method presents a series of advantages such as : the reduction both of water volume distributed and energy consumption, the numerical diminution of the manpower, the possibility of watering process automation, the efficiency of the method for sloping grounds with accidental microrelief.

The principal element of the arrangement scheme in the trickle irrigation is represented by the lateral line, which has the role to transport and distribute water to the consumers.

The lateral lines are made of tubes obtained of different materials with diameters comprised frequently between 16 and 35 mm, coupled between them with couplings, nipples, clutches on which are set water distribution devices. The optimum dimension of the lateral lines imposes the knowledge of some hydraulic characteristics such as : transport capacity, total, local straight line friction drops, roughness, etc. A special importance presents the perfect knowledge of the straight line local friction drops which exerts a preponderant influence upon the pressure distribution, respectively upon the repartition uniformity of the flows along the lateral line. For keeping the purity of the water and to resist against the climate factors action, the lateral lines which have an overground position are generally made of plastic pipes, especially of vynil polichloride (PVC) and low density polyethylene (PEjd). As the pipes have lenghts relatively small, especially thase made of PVC, the joinings will introduce local perturbations of the flow, respectively will appear local friction drops that it must take into account in the hydraulic calculation of the lateral lines.

These considerations conducted to the necessity of experimental determination of the hydraulic caracteristics of the joinings that they suggest to be used to the realization of lateral lines in the trickle irrigation.

2. Hydraulics Considerations

The lateral lines in the majority of the cases runs in the hydraulic point of view in a turbulent flow regime. In this flow regime depending on roughness, the lateral lines can work in the hydraulic smooth zone, in the

transition zone or in rough zone. Owing to the execution material (plastics) and to small flows, the lateral lines work in the smooth hydraulic zone. The friction drops are defined by relation :

$$\Delta H = h_d + h_l \quad \text{and} \quad (2) \quad \zeta_t = \zeta_d + \zeta_l, \tag{1}$$

where ζ_t is the total resistance coefficient in the joining zone ; ζ_l — the local resistance coefficient to joinings ; ζ_d — the distributed resistance coefficient.

The relations (1), (2) are available only when the local friction drops are produced completely and independently ones anothers, respectively between joinings in the turbulent flow regime must be a distance :

$$l_s = 50 D_i, \tag{3}$$

and in a laminated flow regime,

$$l_s = 0{,}03 D_i \mathcal{R}e. \tag{3'}$$

These distances correspond to the length on which it stabilizes the velocity profile, respectively limit layer extends on the whole flow. For the zone of the turbulent hydraulic smooth flow the calculus relations are easily to be used, having in view that $\zeta = f(\mathcal{R}e)$ are monomial power equations having the form :

$$\zeta = \frac{A}{\mathcal{R}e^n}, \tag{4}$$

where the coefficients A, n are determined by statistic processings of the experimental results.

From the primary experimental data (Q_i, j_{ti}, j_i, h_l, T_i) are determined the pairs of values (ζ_i, $\mathcal{R}e_i$) with the relations :

$$\mathcal{R}e_i = \frac{4Q_i}{\pi D \nu}, \quad (6) \quad \zeta_i = \frac{\pi^2 h_l D^4 g}{8 Q_i^2}. \tag{5}$$

The experimental values pairs (h_{ti}, Q_i), remade by statistic way, permit the obtaining of some monomial equations such as :

$$h_l = a Q^b, \quad (8) \quad h_l = a_1 Q^b D^{-(3+b)}. \tag{7}$$

In the engineering calculations it is possible to express the local friction drop at joinings in equivalent lengths by relation :

$$l_e = \left(\frac{100 j_t}{100 j} - 1 \right) l. \tag{9}$$

The stabilization and the verification of the zone, in which the joinings work, were determined by means of the V_* criterion :

$$V_* = \frac{1}{2} \sqrt{g D j}. \tag{10}$$

3. The Experimental Model

The local resistance coefficient was fixed by experimental measurements of the Δh friction drops on a pipe with the length l, fixed according to scheme from Fig. 1.

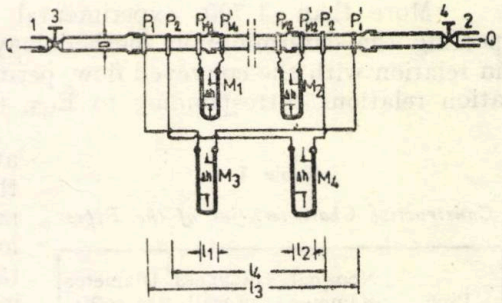


Fig. 1. — Experimental installation scheme.

The pipes experimental line with studied joinings is supplied with constant pressure by pipe *1* and supply valve *3*. On the lengths l_1 and l_2 by means of the differential manometers M_1 and M_2 were fixed the total friction drops at joinings Δh_1 and Δh_2. In the same time they fix the total friction drops Δh_3 and Δh_4 at the differential manometers, appeared along the pipe length l_3 and l_4. Simultaneously, they fix the flow Q in downstream from the study piping tract by an adequate method for measurements precision and of water temperature, T.

Relations :

$$(11) \qquad j_{t1}=\frac{\Delta h_3}{l_3}, \qquad (12) \qquad j_{t2}=\frac{\Delta h_4}{l_4}$$

represent the unitary, total friction drops (those ones distributed and the others on account of joinings). The unitary distributed friction drops determined by relation :

$$(13) \qquad j=\frac{\Delta h_3-\Delta h_4}{l_3-l_4}$$

permit the determination of the friction drops at joinings :

$$(14) \qquad h_{l1}=\Delta h_1-jl_1, \qquad (15) \qquad h_{l2}=\Delta h_2-jl_2.$$

The values pairs (h_{li}, Q_i), measured and calculated, represent the initial data for the statistic calculation of the coefficient ζ. The PVC-U light type pipes ($P=2$ bar) presented lengths of 4, 5, 6 and 8 m and the nominal (external) experimented diameters were 25 and 32 mm.

The PEjd pipes presented variable lengths, the packing being in various weights and lengths rolls ($l=50...150$ m) ; the nominal diameter had 20 mm.

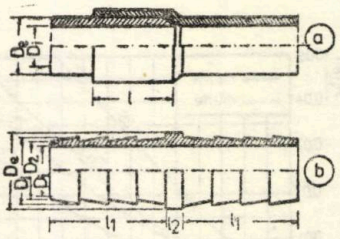


Fig. 2. — Studied joinings types : *a* — muffe ; *b* — nipple.

The coupling of the PVC-U and PEjd pipes was made by two fixed joinings types : muffe and nipple (Fig. 2).

4. Friction Local Drops at Pipes Fixed PVC-U Pipes

More than 1 700 experimental measurements performed by respecting the determination methodology of the local linear friction drops în relation with the conveyed flow, permitted the stabilization of the calculation relations corresponding to Eqs. (4) and (7).

Table 1

Constructive Characteristics of the Pipes

Pipe	Nominal diameter mm	Thickness of wall mm	Diameter of soflit mm
PVC-U	32 25	1,3 1,6	28,8 22,4
PEjd	20	1,6	16,8

In the above mentioned relations the diameter has the value of that interior one (Tab. 1). The stabilization length of the velocity profile for the pipe with the biggest diameter taken into study ($D_n=32$ mm) resulted in the turbulent flow regime of 2.44 m and in that laminar one 2.00 m.

It has been found that these values are smaller than tube length from which the water pipe is made, therefore the local head loss are produced independently of those linear ones.

Within the experiments the lengths were measured with an absolute error of $e_l=\pm 2$ mm and a relative one of $\delta_l=0.01\%$. The flows were measured volumetrically resulting $e_Q=\pm 0.005$ l/s and $\delta_Q=0.3\%$. For the pressures resulted $e_H=\pm 0.5$ mm and $\delta_H=0.1\%$. The repetitions number of a measurement was of 2...4 times. The relative maximum errors in coefficients determination ζ and friction drop h_l had values of $\delta_{hl}=1...2\%$. For the flows conveyed by these water pipes $Q=0.1...2$ l/s and $\mathcal{R}e=8\,000...80\,000$.

At the joining with muffe of the PVC tubes it was obtained the following calculus relations diameter function :

a) for diameter $D_n=32$ mm :

(16) $$h_l=1\,198.3\,Q^{1.830} \text{ and } \zeta=3.299\,\mathcal{R}e^{-0.470};$$

b) for $D_n=25$ mm :

(17) $$h_l=228.9\,Q^{1.82} \text{ and } \zeta=71.956\,\mathcal{R}e^{-0.778}.$$

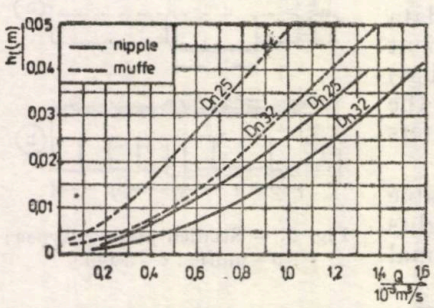


Fig. 3. — Local friction drops along PVC-U pipes.

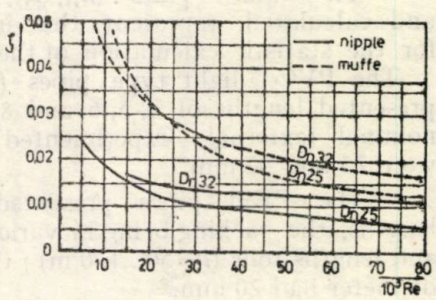


Fig. 4. — Correlation $\zeta=f(\mathcal{R}_e)$ for PVC-U pipes.

At the joining by nipple the obtained relations are :

a) for diameter $D_n=32$ mm :

(18) $$h_l=4\,686.5\,Q^{1.806} \text{ and } \zeta=0.102\,\mathcal{R}e^{-0.194};$$

b) for $D_n=25$ mm :

(19) $$h_l=809.1\,Q^{1.438} \text{ and } \zeta=1.892\,\mathcal{R}e^{-0.502}.$$

The graphi s of these relations are represented in Figs. 3 and 4.

Admitting friction drops structure principle (Eq. (1)) it is possi' le to obtain calculus relations of the hydraulic total unitary slope (j_t), of the form :

(20) $$100\,j_t=a_1Q^{b_1}D^{-(3+b)},$$

where $b_1=1.756$ for any diameters. Coefficient a_1 depends only of the distance between joining. For the most frequent of the PVC tubes, respectively that by muffe, Eq. (20) has the expression :

(21) $$100\;j_t=(0.0274...0.0267)\,Q^{1.756}D^{-4.756},$$

where $a_1=0.0274$ for a length between joining of 4 m, $a_1=0.0271$ for $l=5$ m, $a_1=0.0270$ for $l=6$ m and $a_1=0.0268$ for $l=8$ m. From the experimental data by means of Eq. (9) were obtained the equivalent values of the local friction drops at joinings, wich being mediated points for muffe $l_{em}=0.212$ m and for nippie $l_{en}=0.111$ m.

For a measured roughness and accepted by norms ($k=0.015$ mm), according to criterion V_* it resulted flow regime establishment in turbulent hydraulic smooth zone ($V_*k/\nu=0.2...3.5$ for $Q=(0.1...2.0)\times10^{-3}$ m³/s).

5. Local Friction Drops at PEjd Tubes Joining

The PEjd tubes joining was experimented for nipple and muff.. The best practice results were given by nipple joining obtaining for $D_n=20$ mm, the equations :

(22) $$h_l=4.92\times10^3\,Q^{1.414} \text{ and } \zeta=20.65\,\mathcal{R}e^{-0.386}.$$

At the joining by muffe the obtained relations for a diameter $D_n=20$ mm are :

(23) $$h_l=11.1\times10^3\,Q^{1.487} \text{ and } \zeta=113.4\,\mathcal{R}e^{-0.513},$$

represented graphically in Figs. 5 and 6.

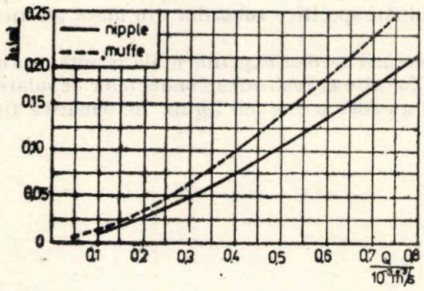


Fig. 5. — Local friction drops on PEjd pipes.

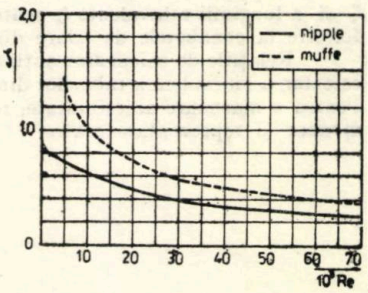


Fig. 6. — Correlation $\zeta=f(\mathcal{R}_e)$ for PEjd joined with nipple pipes.

The medium equivalent length of the joining by nipple is of 0.021 m and for muffe, 0.042 m.

For flows interval used ($Q=0.1...2.0$ l/s) and a roughness $k=0.010$ mm, the flow places itself in turbulent regime, hydraulic smooth zone ($V_* k/\nu = 0.25...3.9 < 5$).

6. Conclusions

At the trickle irrigations system design a special importance has watering pipes dimensioning. In dimensioning calculus for watering pipes realized from PVC-U and PEjd tubes it can use the established relations concerning local friction drops, coefficient ζ and equivalent length value.

Calculus relations are obtained by experimental data processing after two joinings types research (nipple and muffe), specific to plastics tubes used in localized irrigation. For the diminution of the calculus volume, the obtained relations were represented graphically and for PVC-U joined with muffe tubes it also calculated total friction drops equations of the distance between joinings.

Received, March 24, 1986

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics and Land Reclamation

REFERENCES

1. Keller J., Karmeli D., *Trickle Irrigation Design*. Ed. by Rain Bird Sprinkler Manufacturing Co., Glendora, California, 1974.
2. Blidaru E., Bartha I., Luca M., *Determinarea coeficienților λ pentru conductele rețelelor de irigație*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXV(XXIX)**, *1–4*, s. VI (1979).
3. Blidaru E., Bartha I., Luca M., Nicolaescu C., Prepeliță D., *Contribuții cu privire la optimizarea parametrilor tehnico-funcționali ai rampelor perforate pentru udarea localizată, confecționate din mase plastice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXVI(XXX)**, *1–4*, s. VI (1980).

CU PRIVIRE LA PIERDERILE DE SARCINĂ LOCALĂ AFERENTE CONDUCTELOR DE UDARE DIN SISTEMELE DE MICROIRIGAȚIE

(Rezumat)

Se prezintă relațiile de calcul ale pierderilor de sarcină locală, coeficienților de rezistență ζ și a lungimii echivalente l_e pentru o serie de îmbinări specifice tuburilor din masă plastică folosite la conductele de udare din microirigații.

Relațiile de calcul sînt obținute în urma prelucrării datelor experimentale rezultate prin cercetarea hidraulică a tuburilor din PVC-U și PEjd folosite la realizarea conductelor de udare. Pentru o mai mare accesibilitate, relațiile de calcul au fost scrise sub formă matematică tip monom și reprezentate grafic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secţia V
CONSTRUCŢII, ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627

APPAREIL DE MESURE DU NIVEAU DE L'EAU À L'AVERTISSEMENT DU CONTACT DES CERTAINS SEUILS CRITIQUES

PAR

C. ANTOHI, I. GIURMĂ, MARCEL PATRAŞ et AMEDEO MITROI

1. Le fond des données hydrologiques (niveau, débits, vitesse, débits solides, etc.) est déduit de la réalité et il est nécessaire pour une série d'investigations d'ordre scientifique et applicable pour : l'observation de l'évolution dans le temps et dans l'espace d'un phénomène hydrologique ; l'énoncé des concepts théoriques concernant le processus génétique des certains phénomènes hydrologiques, la constitution des séries statistiques de données, l'engendrement de nouvelles séries de valeurs et la détermination des grandeurs hydrologiques aux différentes probabilités, à savoir : celles des dimensions nécessaires dans le calcul, l'exécution et la mise en valeur des travaux hydrotechniques, la détermination des prognoses hydrologiques, l'élaboration des modèles de simulation des phénomènes hydrologiques, etc. Les observations et les mesures hydrométriques sont effectuées d'une telle façon afin qu'à la suite des résultats obtenus on puisse caractériser du point de vue hydrologique tout cours d'eau analysé. En pratique la connaissance des niveaux présente une importance toute particulière pour la navigation, la protection des objectifs contre les inondations, à l'emplacement, le calcul des dimensions et l'exploitation des constructions hydrotechniques (barrages, digues, prises, etc.) et pour calculer aussi indirectement d'autres éléments hydrologiques. Pour la mesure des niveaux des eaux de surface dans les stations hydrométriques on utilise les mires hydrométriques (les limnimètres) et les limnigraphes.

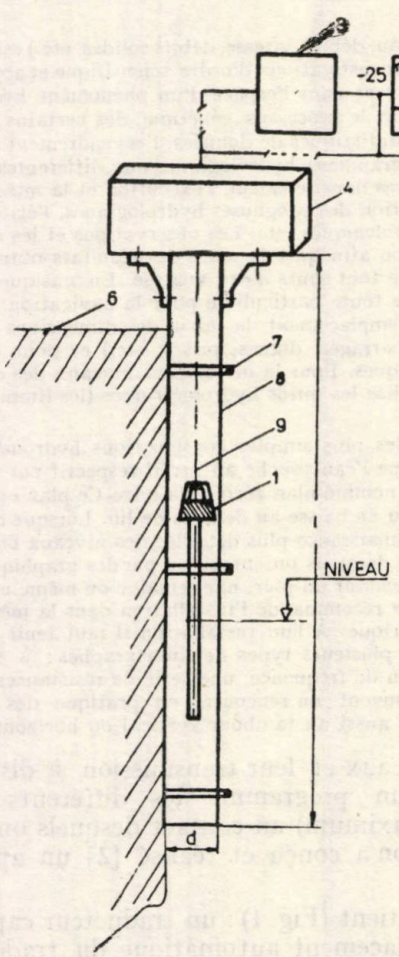
Les mires hydrométriques représentent les plus simples constructions hydrométriques qui permettent toujours la lecture du niveau que l'eau touche au profil respectif par rapport à un plan horizontal de référence (plan relatif), nommé plan zéro de la mire. Ce plan est choisi d'une telle manière que jamais le niveau de l'eau ne baisse au dessous de lui. Lorsque dans les stations hydrométriques il est nécessaire une connaissance plus détaillée des niveaux on utilise les limnographes qui sont des appareils à l'aide desquels on enregistre par des graphiques, sur des feuilles spéciales, la variation des niveaux pendant un jour, une semaine ou même un mois. Pour le contrôle des enregistrements obtenus on recommande l'installation dans la même section d'un limnographe et d'une mire hydrométrique. À leur installation il faut tenir compte de la correspondance des niveaux. On connaît plusieurs types de limnographes : à flotteur (flottant), à jet d'air, à ultrasons, à modulation de fréquence, une serie de résistances, à une pointe vibratoire, des électrodes, etc. Le plus souvent on rencontre en pratique des limnographes à flotteur et à câble qui peuvent avoir aussi un tambour vertical ou horizontal.

Pour la mesure des niveaux des eaux et leur transmission à distance, de même que pour l'arrangement d'un programme des différents seuils critiques (des niveaux minimum ou maximum) au contact desquels on émet des signaux sonores d'avertissement, on a conçu et réalisé [2] un appareil présenté dans ce qui suit.

2. L'appareil conçu et réalisé contient (Fig. 1) : un traducteur capacitif (*1*) ; un dispositif électronique de déplacement automatique du traducteur (*2*) ; un dispositif électronique d'avertissement (*3*) et un servomécanisme (*4*).

Le traducteur capacitif de niveau (*1*) est constitué par une tige de mesure (0,5 m) et d'un dispositif d'affichage analogique (*15*). Le principe de fonctionnement est basé sur la variation de la capacité electrique entre les parois de la conduite et la tige métallique isolée. La variation de la capacité est générée par la différence qui apparaît entre la permitivité électrique de l'air et celle de l'eau à un moment donné. La capacité électrique formée entre la tige de mesure et le tuyau où elle se déplace est introduite dans un oscillateur d'une amplitude et d'une fréquence constantes. Un circuit logique permet l'engendrement à la sortie de l'instrument de mesure de deux signaux correspondants au niveau le plus grand et, respectivement, le plus petit, programmés d'avance.

Le dispositif électronique de déplacement automatique du servomécanisme est formé d'un circuit logique qui permet le déplacement du traducteur par l'intermède du servomécanisme au moment où le niveau indiqué par l'instrument de mesure est de „—25 cm" (baisse) ou „+25 cm" (monte



LÉGENDE

1 — traducteur capacitif
2 — déplacement automatique
3 — avertissement
4 — servomécanisme
5 — affichage
6 — parapet béton
7 — collier d'attache (de fixation)
8 — conduite plastique
9 — fil de soutiènement

OBSERVATIONS

— La longueur de la conduite *i* sera choisi entre le niveau maximum et celui minimum de l'eau au lac;
— le diamètre, *d*, de la conduite sera égal au minimum 120 mm.

Fig. 1. — Le schéma de montage du traducteur du télélimnimètre avertisseur.

jusqu'à l'indication „0", indication qui représente au fond le point de référence des mesures). Deux mesures d'impulsions comptent combien de fois l'instrument atteint la valeur de „—25 cm" ou bien de „+25 cm". Le dispositif électronique d'avertissement est formé de deux multivibrateurs qui functionnent à une fréquence située entre 400 et 600 Hz et un étage d'amplification ; il est commandé par l'intermède d'un relais et deux interrupteurs. Le relais est commandé par la planification du circuit logique pour le niveau maximum ou minimum. Le servomécanisme (*4*) est destiné pour le déplacement de la tige de mesure dans la conduite qui communique avec l'eau de la rivière jusqu'au point „0" de l'instrument de mesure.

Si le niveau de l'eau monte ou baisse en dépassant le quantum de mesure, alors à l'aide du servomécanisme on fait rapporter automatiquement la tige de mesure au point initial. Pour l'exécution des mesures on fait descendre la tige de mesure jusqu'au moment où le niveau indiqué par l'instrument est „0". Si le niveau monte jusqu'à la valeur de „+25 cm", alors automatiquement c'est le servomécanisme commandé par l'intermède du dispositif électronique de déplacement automatique du traducteur qui soulève la sonde de nouveau jusqu'à l'indication „0". Donc, le niveau est monté de 25 cm et le compteur d'impulsions correspondant indique la crue avec une unité. L'appareil fonctionne d'une façon analogue lorsque le niveau baisse.

3. Les niveaux lus par rapport au plan de base de l'installation (plan zéro de la mire) à un moment donné, sur les mires hydrométriques, sur les limnigrames ou ceux télétransmis sont des valeurs instantanées. Il faut rapporter ces niveaux tout d'abord au plan de référence des cotes, qui est un plan fixe nommé plan zéro du graphique, choisi d'une telle manière que la valeur des niveaux soit toujours positive par rapport à lui ; dans le cadre d'un bassin hydrographique il s'avère necessaire la connaissance de la cote absolue du plan de référence pour pouvoir comparer les lectures effectuées sur les divers postes hydrométriques du bassin respectif.

Conclusions

1. L'appareil destiné à mesurer le niveau à l'avertissement du contact des seuils critiques permet la télétransmission à la distance en signal unifié du niveau de l'eau existant au moment de l'enregistrement.

2. Cet appareil, muni d'un équipement électronique adéquat, annonce l'opérateur du dépassement des seuils critiques programmés par avance.

3. La construction de l'appareil est réalisée d'une telle manière qu'il permet l'élimination des flotteurs et d'autres engrenages utilisés dans le cadre des appareils existents, qui le plus souvent se dérèglent à cause des conditions d'exécution et d'exploitation.

4. À la différence des appareills existents, l'appareil conçu peut effectuer des mesures dont l'écart peut dépasser 100 m.

5. En travaillant en signal unifié, l'appareil peut être couplé sans difficulté avec une unité de calcul qui peut tracer à tout moment la variation du niveau en fonction du temps.

Reçue le 10 mars 1986

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique
et Amélorations Funcières

BIBLIOGRAPHIE

1. Giurma I. et collab., *Hidrologie*. Inst. polit., Iaşi, 1985.
2. Antohi C., Patraş M., Giurma I., *Aparat de măsură a nivelului lichidelor cu afişaj la distanţă*. Patent R.S.R., *88744* (1985).

APARAT PENTRU MĂSURAREA NIVELULUI APEI CU AVERTIZAREA ATINGERII UNOR PRAGURI CRITICE

(Rezumat)

Se face o prezentare sumară a aparaturii existente pentru măsurarea nivelurilor apei în rîuri şi se prezintă un aparat original care transmite la distanţă nivelul apei, care, folosind un traductor capacitiv ce are posibilitatea de a se deplasa vertical în vederea măririi ecartului de măsură prin intermediul unui servomecanism, poate programa o avertizare acustică corespunzătoare unui anumit nivel maxim sau minim care este atins în timpul exploatării.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXII (XXXVI), Fasc. 1–4, 1986
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 633.4 ; 626.8 ; 631.8

L'INFLUENCE DES ENGRAIS ET DE L'IRRIGATION SUR QUELQUES CARACTÉRISTIQUES QUALITATIVES DE LA RÉCOLTE DE POMME DE TERRE

PAR

VICTOR PETRESCU, CHIRIL POPESCU et STELA AXINTE

1. Introduction

La pomme de terre réagit évidemment au changement des conditions de végétation et c'est pourquoi les travaux du sol, l'irrigation, la fertilisation, peuvent apporter des augmentations significatives de la récolte. Dans le Plateau Suceava, aux variétés tardives de pomme de terre, on a obtenu des grandes productions avec la quantité de 20 t/ha fumier + N 120, P 60 et les engrais ont influencé la composition chimique des tubercules [6], [7]. À SCA Secuieni, département Neamț, les doses de 30 t/ha fumier + N 60, P 40 [3] ont donné de bons résultats. À la culture irriguée on recomande comme dose économique N 200, P 60, K 100 pour les variétés Désirée, Ostara et les autres [5]. L'augmentation de la distance entre les rangs jusqu'à 80 cm ne réduit pas la récolte mais favorise l'irrigation sur les raies et l'exécution mécanisée des travaux d'entretien [4]. Dans l'enceinte endiguée Albița-Fălciu, département Vaslui, le fumier a réduit le degré de tassement du sol et a augmenté la production des tubercules [1].

Dans ce qui suit on présente l'effet du fumier, des engrais chimiques et de l'irrigation sur la production de tubercules et quelques caractéristiques de la récolte.

2. Méthode de travail

Les expériences ont été organisées pendant la période 1975—1978 à Mogoșești — Siret, département Iași, sur un sol alluvial carbonaté avec une texture limoneuse — sablonneuse, ayant la densité apparente 1,4...1,5 t/m^3 le coefficient de flétrissement 7,8% et la capacité au champ 21,7% ; le contenu du sol en éléments nutritifs est médiocre et le pH peu alcalin.

Les précipitations tombées pendant la période 1975—1978 n'ont pas été répartisées d'une manière uniforme et on a remarqué pendant tous ces années la nécessité de l'irrigation. De point de vue thermique les années 1976 et 1978 ont été fraiches, 1975 a été chaude et en 1977 les températures enregistrées ont été près de la normale.

Les expériences ont été mises dans des parcelles divisées, avec quatre répétitions en recherchant trois facteurs :

A — Fertilisation avec des engrais organiques : a_1 — nonfertilisé ; a_2 —40 t/ha fumier.

B — Fertilisation avec des engrais chimiques ; b_1 — nonfertilisé; b_2 — N 70, P 70, K 70 ; b_3 — N 100, P 70, K 70 ; b_4 — N 100, P 70, K 100 ; b_5 — N 150, P 120, K 120 ; b_6 — N 210, P 170, K 170.

C — L'irrigation : c_1 — nonirrigué ; c_2 — irrigué à la limite minimum de 50% de i.h.a. ; c_3 — 70% de i.h.a.

Le fumier, le superphosphate et le sel potassique ont été incorporés dans le sol en même temps avec le labour d'automne et au printemps on a appliqué l'azotate d'ammonium avant le hersage. La plantation des tubercules a été effectuée à l'époque optimum en employant la variété Désirée. Pendant la végétation on a appliqué l'irrigation par aspersion avec des normes 1 600...2 500 m³/ha et pour combattre les mauvaises herbes on a effectué des binages.

3. Les résultats obtenus et leur interprétation

Pour évaluer la qualité de la récolte de pommes de terre on a étudié l'influence des engrais et de l'irrigation sur la production de grands tubercules en comparaison avec la production totale et on a étudié aussi le contenu en substance sèche et en amidon des tubercules.

Tableau 1

L'influence du fumier et des engrais chimiques sur la production des tubercules et leur teneur en substance sèche et amidon (moyenne 1975—1978)

Combinaison des facteurs	t/ha	%	Différence	Signification	t/ha	%	Différence	Signification	% de la production totale
	Total tubercules				Grands tubercules				
a_1, b_1	16,1	100,0	—	—	7,1	100,0	—	—	44,1
a_1, b_2	19,8	123,0	3,7	**	9,7	136,6	2,6	**	49,0
a_1, b_3	21,4	132,9	5,3	**	11,0	154,9	3,9	***	51,4
a_1, b_4	22,3	138,7	6,2	***	12,3	173,2	5,2	***	55,2
a_1, b_5	28,2	175,2	12,1	***	15,3	215,5	8,2	***	54,2
a_1, b_6	29,9	185,7	13,8	***	16,1	226,8	9,0	***	53,8
a_2, b_1	20,3	126,1	4,2	**	9,8	138,0	2,7	**	48,3
a_2, b_2	25,5	158,4	9,4	***	13,8	194,4	6,7	***	54,1
a_2, b_3	26,5	164,6	10,4	***	13,9	195,8	6,8	***	52,4
a_2, b_4	27,3	169,6	11,7	***	15,6	219,7	8,5	***	57,1
a_2, b_5	31,5	195,7	15,4	***	19,4	272,9	12,3	***	61,6
a_2, b_6	34,0	211,2	17,4	***	21,2	298,9	14,1	***	62,3
DL — 5% = 1,90 t/ha ; DL — 1% = 2,76 t/ha ; DL — 0,1% = 5,69					DL — 5% = 1,07 ; DL — 1% = 2,40 ; DL — 0,1% = 3,82				
	Substance sèche				Amidon				
a_1, b_1	3,0	100,0	—	—	2,1	100,0	—	—	
a_1, b_2	3,6	120,0	0,6	—	2,6	123,8	0,5	—	
a_1, b_3	3,9	130,0	0,9	*	2,8	133,3	0,7	*	
a_1, b_4	4,3	143,3	1,3	**	3,2	152,3	1,1	**	
a_1, b_5	5,3	176,6	2,3	**	3,9	185,7	1,8	**	
a_1, b_6	5,6	186,6	2,6	***	4,1	195,2	2,0	***	
a_2, b_1	4,0	133,3	1,0	*	2,7	128,5	0,6	*	
a_2, b_2	4,7	156,6	1,7	**	3,6	171,4	1,5	**	
a_2, b_3	5,0	166,6	2,0	**	3,7	176,1	1,6	**	
a_2, b_4	5,5	183,3	2,5	***	4,1	195,2	2,0	***	
a_2, b_5	6,2	206,6	3,2	***	4,7	223,8	2,6	***	
a_2, b_6	6,6	220,0	3,6	***	4,8	228,5	2,7	***	
DL — 5% = 0,8 t/ha ; DL — 1% = 1,2 t/ha; DL — 0,1% = 2,4 t/ha.					DL — 5% = 0,6 t/ha ; DL — 1% = 0,9 t/ha; DL — 0,1 % = 1,9 t/ha.				

Les engrais chimiques appliqués dans la culture des pommes de terre, dans des divers doses, ont augmenté sensiblement la récolte aux tuberculs grands (plus de 60 g); l'augmentation a été moindre aux tuberculs moyens et petits (Tab. 1). C'est ainsi que les engrais avec azote et potassium appliqués dans des doses de plus en plus grandes, de N 70, P 70, K 70 (b_2) jusqu'à N 210, P 170, K 170 (b_6) ont augmenté la production de grands tuberculs (en moyenne pour les quatre années) avec 36,6% jusqu'à 126,8%. Pour la même dose des engrais la production totale de tuberculs a augmenté avec seulement 23,0...85,7%. Le pourcentage de grands tuberculs, de la production totale, augmente sous l'action des engrais de 44,1% (a_1, b_1) à 55,2% (a_1, b_4).

Le fumier appliqué en dose de 40 t/ha, sans engrais chimiques (a_2, b_1), a augmenté la récolte des grands tuberculs avec 38,0% et la production totale seulement avec 26,1% par rapport au témoin nonfertilisé (a_1, b_1).

Tableau 2

L'influence des engrais chimiques et de l'irrigation sur la production de tuberculs et leur teneur en substance sèche et en amidon (moyenne 1975–1978)

Combinaison des facteurs	t/ha	%	Différence	Signification	t/ha	%	Différence	Signification	% de la production totale
	Total tuberculs				Grands tuberculs				
b_1, c_1	14,2	100,0	—	—	6,3	100,0	—	—	44,4
b_1, c_2	16,7	117,6	2,5	—	8,2	130,2	1,9	*	49,1
b_2, c_2	20,5	144,4	6,3	**	10,6	168,3	3,7	***	51,7
b_3, c_2	22,6	159,2	8,4	***	11,6	184,1	4,2	***	51,3
b_4, c_2	23,1	162,7	8,9	***	12,4	196,8	5,1	***	53,7
b_5, c_2	29,4	207,0	15,2	***	15,6	247,6	8,7	***	53,1
b_6, c_2	32,7	230,3	18,5	***	16,9	268,3	9,2	***	51,7
b_1, c_3	17,8	125,4	3,6	*	9,2	146,0	2,9	**	51,7
b_2, c_3	23,8	167,6	9,6	***	12,6	200,0	6,3	***	52,9
b_3, c_3	25,4	178,9	11,2	***	13,8	219,0	7,5	***	54,3
b_4, c_3	25,8	181,7	11,6	***	14,8	234,9	8,5	***	57,4
b_5, c_3	33,9	238,7	19,7	***	19,0	301,6	12,7	***	56,0
b_6, c_3	38,5	171,1	24,3	***	21,9	347,6	15,6	***	56,9
DL – 5% = 3,02 t/ha ; DL – 1% = 4,49 t/ha ; DL – 0,1% = 7,50 t/ha					DL – 5% = 1,27 t/ha ; DL – 1% = 2,77 t/ha; DL – 0,1% = 3,68 t/ha				
	Substance sèche				Amidon				
b_1, c_1	2,7	100,0	—	—	2,0	100,0	—	—	
b_1, c_2	3,1	114,8	0,4	*	2,2	110,0	0,2		
b_2, c_2	3,8	140,7	1,1	*	3,3	165,0	1,3	***	
b_3, c_2	4,2	155,5	1,5	**	3,0	150,0	1,0	**	
b_4, c_2	4,5	166,6	1,8	***	3,4	170,0	1,4	***	
b_5, c_2	5,9	218,5	3,2	***	4,4	220,0	2,4	***	
b_6, c_2	6,2	229,6	3,5	***	4,6	230,0	2,6	***	
b_1, c_3	3,3	122,2	0,6		2,3	115,0	0,3		
b_2, c_3	4,4	162,9	1,7	**	3,1	155,0	1,1	*	
b_3, c_3	4,7	177,0	2,0	**	3,4	170,0	1,4	*	
b_4, c_3	5,0	185,1	2,3	***	4,7	234,0	2,7	***	
b_5, c_3	6,4	237,0	3,7	***	4,7	235,0	2,7	***	
b_6, c_3	7,3	270,6	4,6	***	5,3	265,0	3,3	***	
DL – 5% = 0,8 t/ha ; DL – 1% = 1,3 t/ha ; DL – 0,1% = 2,2 t/ha ;					DL – 5% = 0,7 t/ha ; DL – 1% = 1,5 t/ha ; DL – 0,1% = 2 ,0 t/ha				

L'association du fumier avec des diverses doses d'engrais chimiques augmente la production des grands tubercuIs avec 94,4%...198,9%, tandis qu'à la récolte totale l'accroissement est seulement de 58,4%...111,2%. Le pourcentage de grands tubercuIs, de toute la récolte, augmente de 44,1% sur le terrain nonfertilisé (a_1, b_1), jusqu'à 48,3% dans la variante fertilisée seulement avec du fumier (a_2, b_1) et elle augmente de 62,3% à l'application du fumier avec des engrais chimiques (a_2, b_6).

En analysant l'influence des irrigations et des engrais sur la production totale de tubercuIs (Tab. 2) on constate que l'irrigation a amplifié l'action des engrais chimiques en obtenant des accroissements de récolte jusqu'à 24,3 t/ha ou 171,1% à 70% de i.h.a. Sur un terrain nonirrigué les engrais ont donné des accroissements plus petits de la récolte qui n'ont pas dépassé 17,4 t/ha ou 111,2% (a_2, b_6—Tab. 1). L'irrigation sans engrais n'a pas augmenté d'une manière significative la récolte.

En poursuivant l'action des engrais chimiques et de l'irrigation sur la productivité des grands tubercuIs (Tab. 2) on a constaté que les accroissements de la récolte qu'on a obtenus ont dépassé ceux de la production totale des tubercuIs, atteignant 247,6% sur un terrain irrigué au plafond minimum de 70% de i.h.a. (b_6, c_3). Le pourcentage de grands tubercuIs de toute la récolte augmente sous l'action des engrais de 44,4% à 57,4% sur un terrain irrigué à 70% i.h.a. (b_4, c_3). La dose des engrais auquels on obtient le pourcentage le plus élevé de grands tubercuIs est de N 100, P 70, K 100 (b_4) et le plafond minimum, approprié de 70% de i.h.a.

La fertilisation de la pomme de terre avec 40 t/ha fumier et des divers doses d'engrais chimiques, en associant aussi l'irrigation, a augmenté encore la production. C'est ainsi que la fertilisation organo-chimique sur un terrain nonirrigué a augmenté la récolte totale de tubercuIs seulement jusqu'à 17,4 t/ha ou 111,2% (Tab. 1—a_2, b_6), et sur un terrain irrigué au plafond minimum de 70% de i.h.a., l'accroissement de la récolte a atteint 26,8 t/ha ou 183,7% (Tab. 3—a_2, b_6, c_3).

La quantité de grands tubercuIs augmente plus encore que la production totale sous l'action des engrais et de l'irrigation. C'est ainsi que l'irrigation au plafond minimum de 70% i.h.a. et la fertilisation organo-minérale a augmenté la production totale de tubercuIs avec 183,7% et aux grands tubercuIs avec 287,3% (Tab. 3—a_2, b_6, c_3).

Le fumier en dose de 40 t/ha, sans engrais chimiques, appliqué sur un terrain irrigué, augmente la récolte totale de tubercuIs avec 50,0...65,5% et celle des grands tubercuIs avec 68,3...73,0% (a_2, b_1, c_2 et a_2, b_1, c_3). La proportion de grands tubercuIs de la récolte totale augmente sous l'action des engrais et de l'irrigation de 44,4% jusqu'à 60,2% lorsque l'irrigation est effectuée à 70% i.h.a. (a_2, b_4, c_3). Le plus grands pourcentage de grands tubercuIs est obtenu à la dose de N 100, P 70, K 100 associée avec 40 t/ha de fumier.

En déterminant la production de quelques composants des tubercuIs on a constaté que les différentes doses d'engrais chimiques ont augmenté la production de substance sèche avec 0,6...2,6 t/ha ou 20,0...86,6% par rapport au témoin nonfertilisé (Tab. 1). Le fumier en dose de 40 t/ha a augmenté la production de substance sèche avec 1,0 t/ha ou 33,3% et l'association du fumier avec des différentes doses d'engrais chimiques a augmenté la récolte de substance sèche avec 1,7...3,6 t/ha ou 56,6...120,0%.

Tableau 3

L'influence du fumier des engrais chimiques et de l'irrigation sur la production en tubercules et leur teneur en substance sèche et amidon (moyenne 1975–1978)

Combinaison des facteurs	t/ha	%	Différence	Signification	t/ha	%	Différence	Signification	% de la production totale
	Total tubercules				Grands tubercules				
a_1, b_1, c_1	14,2	100,0	—	—	6,3	100,0	—	—	44,4
a_2, b_1, c_2	21,3	150,0	7,1	**	10,6	168,3	4,3	***	49,8
a_2, b_2, c_2	26,8	188,7	12,6	***	14,4	228,6	8,1	***	53,7
a_2, b_3, c_2	27,5	193,7	13,3	***	14,6	231,7	8,3	***	53,1
a_2, b_4, c_2	27,9	196,5	13,7	***	16,0	254,0	9,7	***	57,3
a_2, b_5, c_2	34,5	241,5	20,1	***	19,1	303,2	12,8	***	55,4
a_2, b_6, c_2	36,5	257,0	22,3	***	20,0	317,5	13,7	***	54,8
a_2, b_1, c_3	23,5	165,5	9,3	***	10,9	173,0	4,6	***	46,4
a_2, b_2, c_3	29,5	207,7	15,3	***	16,4	260,3	10,1	***	55,6
a_2, b_3, c_3	21,0	218,3	16,8	***	17,3	274,6	11,0	***	55,8
a_2, b_4, c_3	31,9	223,9	17,6	***	19,2	304,8	12,9	***	60,2
a_2, b_5, c_3	37,0	260,5	22,8	***	21,6	342,9	15,3	***	58,4
a_2, b_6, c_3	41,0	283,7	26,8	***	24,4	387,3	18,1	***	59,5
DL–5%=3,02 t/ha ; DL–1%=4,49 t/ha ; DL–0,1%=7,5 t/ha					DL–5%=1,29t/ha ; DL–1%=2,86 t/ha ; DL–0,1%=3,21 t/ha				
	Substance sèche				Amidon				
a_1, b_1, c_1	2,7	100,0	—	—	2,0	100,0	—	—	
a_2, b_1, c_2	3,5	129,6	0,8	*	2,9	145,0	0,9	**	
a_2, b_2, c_2	5,0	185,1	2,3	**	3,7	185,0	1,7	**	
a_2, b_3, c_2	5,3	196,2	2,6	**	3,8	190,0	1,8	**	
a_2, b_4, c_2	5,4	200,0	2,7	***	4,1	205,0	2,1	***	
a_2, b_5, c_2	6,7	248,1	4,0	***	4,8	240,0	2,8	***	
a_2, b_6, c_2	7,2	266,6	4,5	***	5,2	260,0	3,2	***	
a_2, b_1, c_3	4,4	162,9	1,7	**	3,1	155,0	1,1	**	
a_2, b_2, c_3	5,5	200,0	2,7	**	3,8	190,0	1,8	**	
a_2, b_3, c_3	5,8	214,8	3,1	***	4,1	205,0	2,1	***	
a_2, b_4, c_3	6,0	222,2	3,3	***	4,5	225,0	2,5	***	
a_2, b_5, c_3	7,0	259,2	4,3	***	5,1	255,0	3,1	***	
a_2, b_6, c_3	7,8	288,8	5,1	***	5,6	280,0	3,6	***	
DL–5%=0,8 t/ha ; DL–1%=1,3 t/ha ; DL–0,1%=2,8 t/ha					DL–5%=0,6 t/ha ; DL–1%=1,2t/ha ; DL–0,1%=2,1 t/ha				

La quantité d'amidon accumulée dans les tuberculs a augmenté elle aussi, en même temps que la dose des engrais, de 2,6 t/ha jusqu'à 4,1 t/ha (Tab. 1). Le fumier en quantité de 40 t/ha augmente la production d'amidon avec 0,6 t/ha par rapport au témoin nonfertilisé. L'association du fumier avec des différentes doses d'engrais chimiques augmente la quantité d'amidon accumulée dans les tuberculs avec 1,5...2,7 t/ha (a_2, b_2 et a_2, b_6 — Tab. 1) ou 71,4%...128,5%.

En poursuivant la substance sèche et l'amidon accumulé dans les tuberculs sous l'influence des différentes doses d'engrais chimiques et sous l'influence de l'irrigation, on constate que quoi que le pourcentage de ces composants ait diminué un peu, comme on a aussi constaté dans des autres recherches [2], [8], la quantité totale a augmenté en même temps que la

dose d'engrais et la norme d'irrigation (Tab. 2). C'est ainsi que l'irrigation au plafond minimum de 70% i.h.a. et la fertilisation ont augmenté la quantité de substance sèche avec 1,7...4,6 t/ha ou 62,9...170,6% et l'amidon avec 1,1...3,3 t/ha ou 55,0...165,0% (b_2, c_3 et b_6, c_3).

L'association du fumier en dose de 40 t/ha avec des engrais chimiques dans des différentes doses et avec l'irrigation (Tab. 3) ont augmenté plus encore la quantité de substance sèche et d'amidon des tubercules en arrivant à 5,1 t/ha substance sèche ou 188,8% lorsque l'irrigation a été effectuée au plafond minimum de 70% de i.h.a. (a_2, b_6, c_3).

La quantité d'amidon accumulée dans les tubercules augmente elle aussi sous l'action de la fertilisation et de l'irrigation (Tab. 3). C'est ainsi qu'à l'irrigation appliquée au plafond minimum de 70% de i.h.a. et à la fertilisation organo-chimique la quantité d'amidon augmente jusqu'à 3,6 t/ha ou 180,0% (a_2, b_6, c_3).

4. Conclusions

1. Le fumier en dose de 40 t/ha a augmenté la production des tubercules de pomme de terre, en moyenne pour quatre années, avec 4,2 t/ha ou 26,1%.

2. Les engrais chimiques en dose de N 210, P 170, K 170 ont augmenté la récolte de tubercules avec 13,8 t/ha ou 85,7%.

3. En associant le fumier avec des engrais chimiques et l'irrigation, l'accroissement de la production de tubercules atteint 26,8 t/ha ou 183,7%.

4. En même temps que l'augmentation de la récolte on a obtenu aussi un accroissement de la proportion des grands tubercules de la production totale, en atteignant 15,8%.

5. Sous l'action des engrais et de l'irrigation, quoi que le pourcentage de substance sèche et d'amidon de tubercules ait diminué un peu, la production totale est augmentée en accusant un accroissement de 5,1 t/ha ou 188,8% substance sèche et 3,6 t/ha ou 180,0% amidon.

6. À la dose N 100, P 70, K 100 on a obtenu le plus élevé pourcentage de grands tubercules. À la dose maximum d'engrais chimiques, de fumier et d'irrigation, au plafond minimum de 70% i.h.a., on a récolté les plus grandes quantités de substance sèche et d'amidon.

Reçue le 24 janvier 1986

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Pédologie et du Combat de l'Erosion

BIBLIOGRAPHIE

1. Creţu A., Cerc. agron. în Moldova, Iaşi, *4*, 67–72 (1978).
2. Grădinaru N., Cerc. agron. în Moldova, Iaşi, *1*, 64–68 (1984).
3. Măzăreanu I., An. Inst. Cercet. Cultura cartofului, Braşov, **IV**, 213–223 (1973).
4. Măzăreanu I., Cerc. agron. în Moldova, Iaşi, *4*, 73–77 (1978).
5. Măzăreanu I., Cerc. agron. în Moldova, Iaşi, *4*, 53–56 (1983).
6. Reichbuch L., An. Inst. Cerc. Cultura cartofului, Braşov, **IV**, 181–194 (1973).
7. Scurtu D., An. Inst. Cercet. Cultura cartofului, Braşov, **IV**, 195–202 (1973).
8. Simionescu I., Bretan I., An. Inst. Cercet. Cultura cartofului, Braşov, **III**, 111–114 (1972).

INFLUENŢA ÎNGRĂŞĂMINTELOR ŞI IRIGAŢIEI ASUPRA UNOR ÎNSUŞIRI CALITATIVE ALE RECOLTEI LA CARTOF

(Rezumat)

Pe un sol aluvial carbonatat cu textură luto-nisipoasă, gunoiul de grajd, în doză de 40 t/ha, a sporit producţia de tuberculi la cartof, în medie pe patru ani, cu 4,2 t/ha sau 26,1%. Îngrăşămintele chimice în doză de N 210, P 170, K 170, au mărit recolta de tuberculi cu 13,8 t/ha sau 85,7 %. Asocierea gunoiului de grajd cu îngrăşăminte chimice şi irigarea au sporit recolta de tuberculi la cartof pînă la 26,8 t/ha sau 183,7%. Procentul de tuberculi mari, din recolta totală, a sporit cu 15,8%. Cantitatea de substanţă uscată şi amidon din tuberculi a crescut cu 5,1 t/ha sau 188,8% şi respectiv 3,6 t/ha sau 180,0%. Pentru doza N 100, P 70, K 100 s-a obţinut cel mai ridicat procent de tuberculi mari iar pentru doza maximă de îngrăşăminte chimice, gunoi de grajd şi irigarea la plafonul minim de 70% din i.u.a. s-au recoltat cele mai mari cantităţi de substanţă uscată şi amidon.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXII (XXXVI). Fasc. 1–4, 1986
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИЙ

WIESE G., *Wasserdampfdiffusion.* B. G. Teubner, Stuttgart, 1985.

The book *Wasserdampfdiffusion,* worked-out by G. Wiese, professor at the Hannover High School, published by B. G. Teubner Publ. House from Stuttgart, in 1985, treats the extremely up-to-date task of the water vapors condensation inside the building elements.

The content of the work is structured in five chapters namely: chap. 7 contains notations, amounts and units according to the international regulations: chap. 2 treats the physical bases of the water vapors condensation exposed in a concise and accurate manner, based on an extensive references list (32 titles), presented in an historical and logical order regarding the theoretical hypotheses of the mentioned field;; chap. 3 is destined to numerical applications treated systematicaly in six significant numerical txamples; chap. 4 contains the author's consideration on the influence of the multilayers structure making of the walls and the roofs, with or without air layer, analysed for thermal behaviour, condensation risk, and the influence of the air layer, ventilated of nonventilated; chap. 5 consists of 11 tables containing different numerical values required by the design of multilayer yalls and roofs under the heat and mass transfer requirements as well as the avoidance condensation risk inside the construction elements.

It can be especially underlined the rigourous account of the condensation theoretical bases considering Fikk's equation, Glaser's hypothesis, the simplifications adopted by the german standards DIN and Janisch's hypotheses, concerning the condensation calculus of the multilayer structures taking into account the annual behaviour of the construction elements under certain meteorologic conditions of the buildings lay-out.

The work of prof. Gerhard Wiese makes up a remarkable contribution in the treatment of the condensation phenomena inside multilayer building elements, indispensably to the design offices activity as well as the teaching of the students from civil engineering faculties.

It can be appreciated the scientifical accuracy of the theoretical aspects, the practical importance of the numerical applications, that are liable to be automatically calculated if flow charts and computer programs are written.

Adressing warm congratulations to the author, I reccommend the work as a very useful reference book for the problems of physic of constructions.

Virgil Focșa

* * * *Internal and External Protection of Pipes.* Printed and published by BHRA, The Fluid Engineering Centre, Cranfield, Bedford MK 43 OAJ, England, 1985, 412 pp.

This volume contains the papers presented at the 6th International Conference on the Internal and External Protection of Pipes, held in Nice, France, November 5—7, 1985.

The Conference has been organized and sponsored by BHRA, The Fluid Engineering Centre, Cranfield, England.

In all there are 30 papers written by 73 experts on various aspects of protection of pipes.

The papers haven been organized into nine sessions: Session A and B (Internal Protection — six papers) deal with various corrosion tests on pipelines made of different materials as well as new coating systems for preventing the stress corrosion cracking. Some case histories and applications in pipes construction and protection are also presented.

Session D (Offshore Pipelines — four papers) is mainly dedicated to coating systems

applied to offshore pipelines. The coating concepts, their behaviour and design some protection procedures are described in detail.

Session E (Field Joint Protection — three papers) gives an interesting treatment of the field jointing problems. The papers describe some characteristics of materials used for field joints, including new alternatives such as polymeric materials.

The ductile iron pipes are given special attention in session F (Ductile Iron Pipe — three papers). The papers presented in the session include significant contributions to the protection solutions of ductile iron pipes.

Session G (Electrochemicals — two papers) reffers to cathodic disbonding of metallic pipes coated with organic materials.

Session H (Special Applications — four papers) treats some particular problems: composite reinforced pipelines, special treatments or coatings, etc.

Session J (Quality Control and Inspection Procedures — three papers) deal with correlation of field performance with laboratory tests and some considerations on protection coatings.

The large class of problems treated throughout the book provides valuable information about the subjects mentioned above and gives a serious help to those readers interested in the field.

N. Ţăranu

SWEENEY E. T., *An Introduction and Literature Guide to Mixing*. BHRA Fluid Engineering Series, Volume 5, Cranfield, England, 54 pp.

The booklet is a pertinent introduction to the analysis of the industrial mixing processes involving diffusion, convection and bulk movements. These are essentially complex flows induced by a mechanical device and potential differences in various conditions.

The main chapters are: The Mechanism of Mixing; Performance and Design Considerations; Impeller Mixers; High Viscosity Fluids; Static Mixers; Immiscible Liquids; Solid—Liquid Systems; Mixers for Particulate Solids; Gas—Liquid Systems.

Remarking the increasing interest in the field and the transition from the earlier almost qualitative understanding of the phenomena to more useful results with quantitative data, the autor underlines the importance of a scientific approach on fluid dynamics basis, using recent powerful methods like scale-up studies and computational techniques. Similitude criteria necessary to achieve geometric, kinematic, dynamic and energetic similarity and to correlate experimental data are presented using the impeller rotational speed and the impeller diameter. Current trends and areas for future research, various types of mixing systems are also examined. A great number of specialists working for any mixing process would be satisfied to consult this guide.

Adrian Radu

* * * *International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures*. Ed. by BHRA Fluid Engineering, Cranfield, Bedford, England MK43 OAJ, 1982, Sept., 552 pp.

The hydraulic modelling of civil engineering structures is an important research way for any specialist whose work is associated with the study of fluid flow problems. Since mathematical equations are often too complex for analytic or even numerical treatment, special investigations using physical models are required to solve many design problems. A great number of modelling techniques are available. They are quite good presented by the BHRA volume. The book is the proceedings of an international symposium held in Coventry, England, in September 1982, which brought toghether researchers from various countries. The book includes 40 contributed papers, divided into nine sections, according to the solved engineering problems: general aspects of modelling, spillways and energy dissipation, pressure fluctuations, intakes, air entrainement, outfalls, sedimentation and scour, coasts and wawes, special problems and methods. Many excellent photographs and drawnings that considerable promote the understanding of certain flow modelled situations and laboratory techniques are included. Experimentalists working with physical models might discover some develeppments that appears suitable for application to their own experiments. Therefore this proceedings are a very useful supplement to the existing literature in this fields. The special scientific merit and a wealth of information make the book extremly valuable, like the other volumes in the BHRA series.

N. Ungureanu

* * * *Papers presented at the International Conference on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours*. Birmingham, England, April 23—25, 1985, ed. by BHRA, The Fluid Engineering Centre, Bedford, England, MK43 OAJ, 348 pp.

Because of his economic importance, numerical and hydraulic modelling of ports and harbours is one of the principal areas toward which a lot of extensive research effort is actually directed in manny countries. This volume is the last of the rich serie edited by the BHRA and contains the 39 papers presented at the International Conference held in Birmingham, England, between Aprili 23—25, 1985, with the participation of most of the best qualified scientists and practicing engineers working in the field. The papers are organized into 12 session titles, reflecting the major research areas in ports and harbours hydraulic engineering using numerical and physical modelling techniques: Tidal Motions (I—III), Ship Manoeuvring, Sedimentation and Dredging (I—II), Fenders and Moorings, Aspects of Harbour Design, Long Period Wawes, Short Period Wawes (I—II) and Flow Processes. Each contribution focusses on subjects in which the author is an expert and, besides personal results, there are also ample reference to works of other teams. Therefore these proceedings represent not only a permanent record of an important international meeting, but also a comprehensive revue of the actual top realisations in the field. Moreover the major part of the papers have a certain potential to generate new developements and to demonstrate how the recent powerfull investigation methods could help the designer's teams. Roughly more than the third part of the reports deals with the numerical modelling. The other concern physical models and hybrid investigation techniques. Some representative titles are: Application of numerical models in the hydraulic design and operation of four U.K. harbours; Calibration of a mathematical model simulating ship trajectories using results obtained by a precise positionning system; Hydraulic modelling of a tidal lagoon at Benghazi; Harbour siltation—physical model and computational studies to establish present cause and predict postdevelopment siltation rates. Special mention must be given to the attractiveness of the modelling techniques, some of them having quite artistic aspects. A good exemple is the paper tntitled *Application of Short Wawes Numerical Models to Harbour Design and Future Development of the Model*. The only aspect a connaisseur will consider unsatisfactory is the absence of the discussions recording and of the general reports. However this volume remains an excellent collection of papers representing the last devellopements in this engineering area and should be in the reference collection of every engineering library.

Adrian Radu

Coli tipo 7,25

Tiparul executat sub cd. 305
la Întreprinderea Poligrafică Iaşi
Str. 7 Noiembrie nr. 49

1987 JUN 2 6

48220